

3451-1060

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

Arbeitsbericht 1978 - 1980

Teil II: Projektbereich B

Projektbereich C

Projektbereich D



Braunschweig, im Juni 1980

Inhalt      Teil II

Seite

Projektbereich B "Baustoffe" . . . . .	1
Teilprojekt B 3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton" . .	3
Teilprojekt B 4 "Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen" . . . . .	147
Teilprojekt B 5 "Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen" . . . . .	193
Teilprojekt B 6 "Veränderung der S-ruktur und der Eigen- schaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur" . . . . .	247
Projektbereich C "Wärmetechnik" . . . . .	251
Teilprojekt C 1 "Die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen bei natürlichen Bränden; Zusammenhänge zwischen natür- lichen Bränden und dem Normbrand" . . . . .	253
Teilprojekt C 2 "Experimentelle und theoretische Untersu- chungen zum Einfluß verschiedener Zuschläge auf das thermische Verhalten von Beton unter Brandbeanspruchung" . . . . .	345
Projektbereich D "Sicherheit" . . . . .	353
Teilprojekt D 1 "Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von brandbeanspruchten Bau- teilen bzw. Bauwerksabschnitten" . . . . .	353

B

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich B "Baustoffe"

### Allgemeine Angaben zum Projektbereich B

Im Projektbereich B waren im Berichtszeitraum zunächst 3, später 4 Teilprojekte zusammengefaßt, die sich in jeweils spezialisierter Weise mit der Untersuchung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton- und Spannstahl, Zementstein und Betonzuschlag und von einfachen Kombinationen dieser Ausgangsbaustoffe unter zeitabhängiger mechanischer und thermischer Beanspruchung befassen.

Während in den einzelnen Teilprojekten, bedingt durch die Themenstellung, unterschiedliche Untersuchungsmethoden angewendet werden, ergibt sich eine projekt-übergreifende Verbindung durch die gemeinsamen Ziele, die im Projektbereich B als vorrangig angesehen werden:

- eine intensive Analyse der physikochemischen Ursachen für den Festigkeitsverlust von Beton bei zunehmenden Temperaturen,
- die Entwicklung von Modellen und theoretischen Ansätzen für das Verformungs- und Bruchverhalten von Beton,
- die damit ursächlich verknüpften Probleme der Rißausbreitung und inneren Reibung von Beton,
- die entsprechenden, den genannten Verhaltensweisen vergleichbaren Eigenschaften von Stahl und
- die Frage des Verbundes, d. h. also der Grenzflächen- bzw. Haftflächenkräfte im Verbundwerkstoff Stahlbeton.

Die Ergebnisse sowohl der experimentellen als auch der theoretischen Untersuchungen werden als notwendige Materialkennwerte für die Weiterverarbeitung in den Projektbereichen A und D aufbereitet.

Während die Arbeiten in den Teilprojekten B 3, B 4 und B 5 schon mehrere Jahre betrieben werden und eine Fülle von Berichtsstoff lieferten, befindet sich das Teilprojekt B 6, das dem Sonderforschungsbereich erst im Jahre 1979 angegliedert wurde, noch in seiner Anfangsphase.



Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 3

Hochtemperaturverhalten von Festbeton

von

Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. U. Schneider

Dipl.-Phys. U. Diederichs

Dipl.-Phys. W. Rosenberger

Dr.-Ing. R. Weiß

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1978 - 1980

Förderungsantrag vom April 1977, S. 91 - 112

Inhaltsverzeichnis

Seite

1. Aufgabenstellung und Ziele des Teilprojekts B 3 . . . . .	B 3 - 3
2. Auswirkungen hoher Temperaturen auf die mechanischen Eigenschaften von Beton . . . . .	B 3 - 5
2.1 Spannungs-Dehnungs-Beziehung . . . . .	B 3 - 5
2.2 Einachsige Druckfestigkeit . . . . .	B 3 - 7
2.3 Elastizitätsmodul . . . . .	B 3 - 11
2.4 Bruchstauchung . . . . .	B 3 - 15
2.5 Arbeitsvermögen . . . . .	B 3 - 16
2.6 Thermische Dehnung von Betonen und Betonkomponenten . . .	B 3 - 18
2.7 Strukturelle Veränderungen in Mörteln und Betonen bei hohen Temperaturen . . . . .	B 3 - 22
2.7.1 Zersetzungsreaktionen . . . . .	B 3 - 22
2.7.2 Rißbildung . . . . .	B 3 - 24
3. Auswirkungen hoher Temperaturen auf die Kriecheigenschaften von Beton . . . . .	B 3 - 36
3.1 Allgemeines . . . . .	B 3 - 36
3.2 Theoretische Voraussetzungen . . . . .	B 3 - 39
3.2.1 Kriechen bei stationären Temperaturen . . . . .	B 3 - 39
3.2.2 Kriechen bei instationären Temperaturen . . . . .	B 3 - 41
3.2.3 Ableitung einer allgemeinen Kriechgleichung für Beton . . . . .	B 3 - 46
3.3 Kriechen bei stationären Temperaturen . . . . .	B 3 - 49
3.3.1 Vorbemerkungen . . . . .	B 3 - 49
3.3.2 Kriechen von Beton bei Temperaturen $> 100^{\circ}\text{C}$ . . .	B 3 - 50
3.4 Kriechen bei instationären Temperaturen . . . . .	B 3 - 77
3.4.1 Voraussetzungen . . . . .	B 3 - 77
3.4.2 Nichtelastische Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen . . . . .	B 3 - 78
3.4.3 Ursachen der raschen Kriechvorgänge bei instatio- nären Temperaturen . . . . .	B 3 - 96
3.4.4 Versagenskriterien . . . . .	B 3 - 98
3.4.5 Anwendung der Kriechfunktionen . . . . .	B 3 - 103
3.4.6 Irreversibilität thermischer Verformungen . . . . .	B 3 - 109
4. Statistisch-rheologisches Modell von thermisch geschädig- tem Beton . . . . .	B 3 - 113
4.1 Allgemeines . . . . .	B 3 - 113
4.2 Entwicklung einer Modellvorstellung für Haufwerke . . . .	B 3 - 113

	Seite
4.3 Anwendung der Modellvorstellung auf einen thermisch geschädigten Beton . . . . .	B 3 - 120
4.4 Verhalten bei mehrachsiger Festigkeit . . . . .	B 3 - 125
5. Zusammenfassung und Ausblick . . . . .	B 3 - 130
6. Literaturverzeichnis . . . . .	B 3 - 132
7. Dokumentation der Veröffentlichungen . . . . .	B 3 - 136
8. Anhang . . . . .	B 3 - 138

### 1. Aufgabenstellung und Ziele des Teilprojekts B 3

Stahlbetonbauteile verlieren unter Feuerangriff sukzessive an Festigkeit, was sich in einem fortschreitenden Steifigkeitsverlust der Querschnitte und damit verknüpft in einer kontinuierlich anwachsenden Deformation der Bauteile äußert. Dabei treten u. U. Verformungen auf, die ein Vielfaches der bei Raumtemperatur üblichen Werte betragen. Die thermisch bedingte Formänderung und Festigkeitsminderung des Betons ist somit ein entscheidendes Kriterium für das Versagen von Stahlbetonkonstruktionen unter Temperatureinwirkung und muß deshalb systematisch untersucht werden.

Das Teilprojekt befaßt sich wissenschaftlich mit der Untersuchung, Analyse und Interpretation thermisch- bzw. thermomechanisch bedingter Materialveränderungen in Konstruktionsbetonen. Die durchzuführenden Arbeiten sind überwiegend experimenteller Natur. Sie umfassen jedoch auch wesentliche theoretische Aspekte. Im Vordergrund der Untersuchungen steht die Klärung der strukturellen, physikochemischen und thermodynamischen Gründe für das bei Temperatureinwirkungen auf den Beton zu beobachtende Materialverhalten. Darüber hinaus ist das Teilprojekt, im Hinblick auf die Anwendung der gefundenen Materialdaten, gleichsam als Zubringer für den Projektbereich A tätig, weil die dort zu erarbeitenden Ergebnisse ganz wesentlich von den materialspezifischen Eingangsdaten abhängen.

Im ersten Teil der vorliegenden Arbeit wird über die neuesten Ergebnisse unserer mechanisch-technologischen Untersuchungen berichtet. Diese Untersuchungen haben zum Ziel, zeitabhängige Verformungsabläufe und Festigkeitsminderungen an thermisch beanspruchten Betonen zu studieren und zu quantifizieren. Parallel dazu wird mittels struktur- und thermoanalytischer Methoden versucht, die Ursachen und Gründe für das im Hochtemperaturgebiet zu beobachtende Materialverhalten darzulegen. Die im Abschnitt 2 des Berichts diskutierten Porositätsmessungen geben Einblick in diesen Arbeitsbereich.

Der zweite Teil des Berichts (s. Abschnitt 3) befaßt sich umfassend mit dem Problem des Kriechens von Beton bei hohen Temperaturen. Den umfangreichen experimentellen Ergebnissen sind die anhand von theore-

tischen Überlegungen gewonnenen Erkenntnisse vorangestellt, so daß der gesamte Fragenkomplex des Kriechens von Beton bei instationären Temperatureinwirkungen zusammenfassend behandelt werden konnte. Die gefundenen Materialbeziehungen sind so aufbereitet, daß sie direkt in die numerischen Arbeiten des Projektbereichs A einfließen können. Kriechprobleme werden auch zukünftig in dem Projekt einen weiten Raum einnehmen.

Im dritten Teil der Arbeit (s. Abschnitt 4) ist ein spezieller Fragenkomplex des Hochtemperaturverhaltens von Beton behandelt. Anhand von statistisch-rheologischen Überlegungen wird ein Modell zur Beschreibung des haufwerksähnlichen Materialzustands von Beton bei sehr hohen Temperaturen diskutiert. Soweit bisher bekannt ist, läßt sich ein infolge Temperatureinwirkung nahezu vollständig dehydratisiertes Betonsystem ehestens mit einem Haufwerk vergleichen. Die rheologischen Eigenschaften eines solchen Haufwerks sind detailliert beschrieben, wobei auch eine theoretische Prognose über die biaxiale Hochtemperaturfestigkeit von Beton gemacht wurde. Biaxiale Festigkeitsuntersuchungen sind für die kommende Förderungsperiode geplant.

## 2. Auswirkungen hoher Temperaturen auf die mechanischen Eigenschaften von Beton

Zur Bestimmung der drei grundlegenden Materialkennwerte Druckfestigkeit, E-Modul und Bruchstauchung wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung herangezogen. Aus vielen Versuchen ist bekannt, daß die Spannungen und Verformungen von Beton im einachsigen Druckversuch bei Raumtemperatur bis zu einer Spannungshöhe von 30 bis 40 % der Kurzzeitbruchfestigkeit etwa linear verknüpft sind, d. h. in diesem Bereich kann näherungsweise die Gültigkeit des Hookschen Gesetzes angenommen werden. Darüber hinaus ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung degressiv, d. h. die Verformungen des Betons nehmen schneller zu als die zugehörigen Spannungen. Diese Eigenschaften bleiben auch bei hohen Temperaturen weitgehend erhalten.

### 2.1 Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Bild 1 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eines Basaltsplittbetons <sup>+)</sup>  bei verschiedenen Temperaturen. Die Betonproben wurden bei diesen Versuchen in einer Prüfmaschine mit  $2 \text{ K} \cdot \text{min}^{-1}$  auf die gewünschte Versuchstemperatur erwärmt, 2 Stunden lang temperiert bzw. homogenisiert und dann im heißen Zustand geprüft. Die Belastung der Probekörper erfolgte mit einer definierten Verformungsgeschwindigkeit, also im sogenannten verformungsgesteuerten Versuch, so daß auch der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Beziehung meßtechnisch erfaßt werden konnte, d. h. aus dem Integral der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung läßt sich das Arbeitsvermögen der Betonprobe bestimmen. Das Bild macht verschiedene Werkstoffeigenschaften deutlich:

---

<sup>+)</sup>  Sämtliche betontechnologische Daten der hier betrachteten Betone sind im Anhang zu diesem Bericht angegeben.

Zunächst einmal sieht man, daß die einachsige Druckfestigkeit des Betons mit zunehmender Temperatur abfällt. Weiterhin ist zu erkennen, daß der Versagenspunkt bzw. das Spannungsmaximum mit steigender Temperatur zu größeren Stauchungen verschoben wird. Neben der Festigkeitsabnahme ist also eine Abnahme des Elastizitätsmoduls und eine Zunahme der Verformungsfähigkeit festzustellen. Diese drei Beobachtungen sind bei Konstruktionsbetonen der verschiedensten Art gemacht worden und können als materialtypisch aufgefaßt werden [1 bis 12].

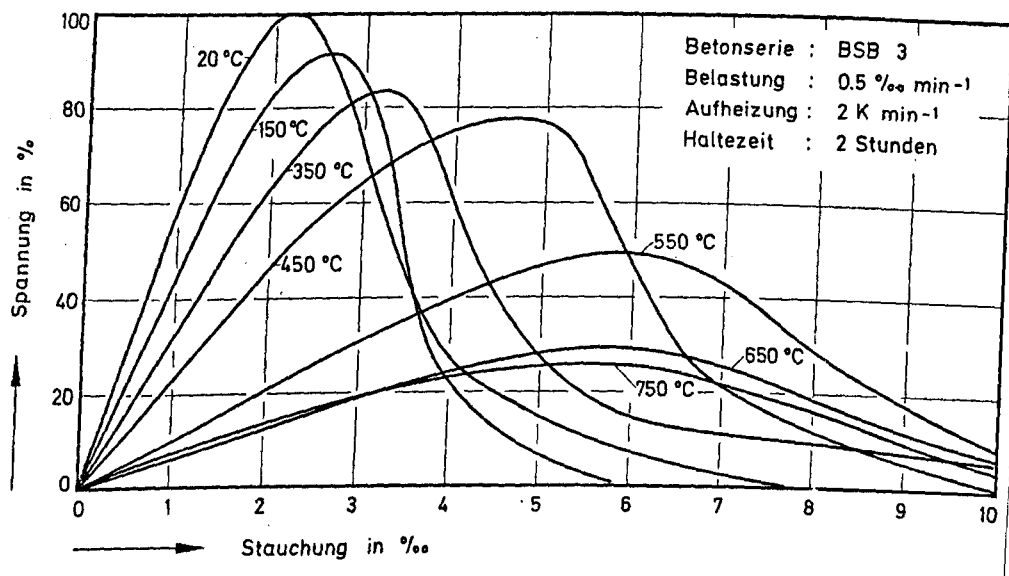


Bild 1  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung von Basaltbeton bei hohen Temperaturen.

Je nach Betonart und -güte sind partiell jedoch auch Unterschiede festzustellen, wie eine genauere Betrachtung verschiedener Betone ergeben hat. Dies wird anhand von Bild 2 deutlich, das die Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Normalbetons mit Sandstein als Zuschlag zeigt. Man erkennt, daß in diesem Fall die Festigkeit des Materials mit zunehmender Temperatur zunächst kaum abnimmt und erst oberhalb 450°C deutliche Festigkeitsverluste zu verzeichnen sind. Dieser Beton besitzt gegenüber dem Basaltbeton einen

relativ steilen abfallenden Ast - ein Hinweis auf das vergleichsweise spröde Verhalten des Materials im Bruchzustand.

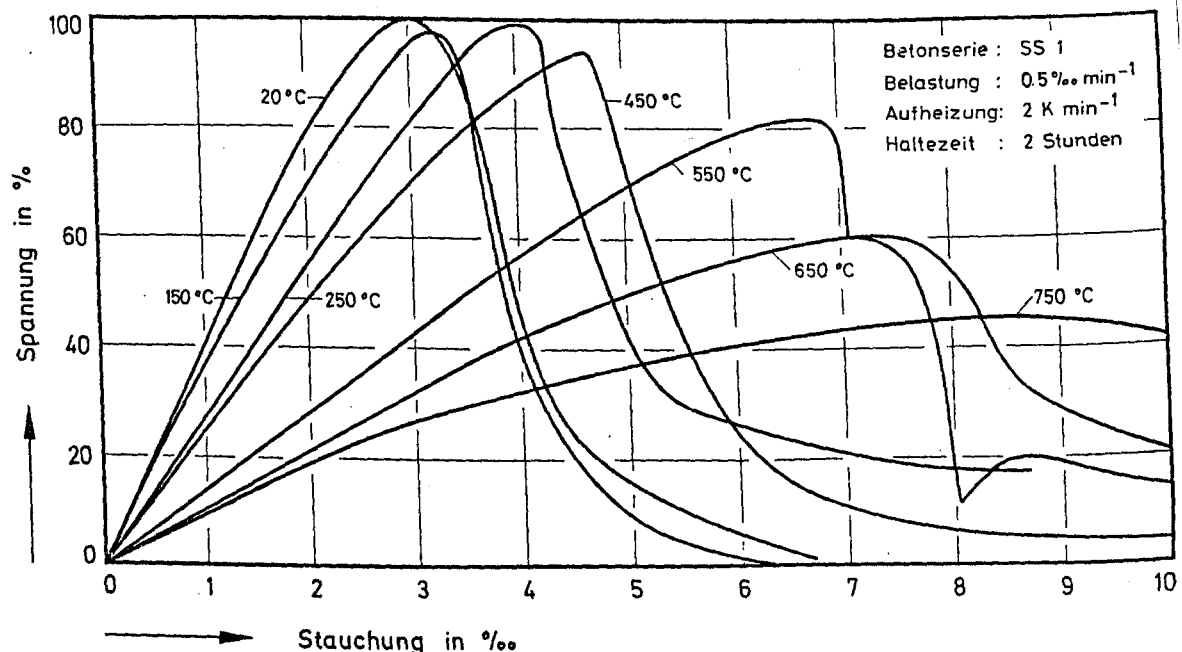


Bild 2  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung von Sandsteinbeton bei hohen Temperaturen.

## 2.2 Einachsige Druckfestigkeit

Die Unterschiede in den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der beiden, mit verschiedenen Zuschlagsgesteinen hergestellten Normalbetone hat bereits deutlich gemacht, daß die Zusammensetzung des Betons einen signifikanten Einfluß auf sein Verhalten bei hohen Temperaturen hat. Bild 3 gibt einen Überblick über die einachsige Druckfestigkeit von portlandzementgebundenen Betonen mit unterschiedlichen Zuschlagsmaterialien. Je nach Betonaufbau sind danach unterschiedliche Festigkeitsbeziehungen möglich. Bei uns ist der Eindruck entstanden, daß Betone mit hochfesten, wenig porösen Zuschlägen bei einer Temperaturbeanspruchung möglicherweise eher an Festigkeit verlieren als solche Betone, die mit weniger festen Zuschlägen hergestellt werden.



In einigen Fällen wurden im Temperaturbereich von 20 bis 400°C sogar Festigkeitsgewinne beobachtet. Es zeigt sich jedoch bei allen Konstruktionsbetonen die Tendenz, daß die einachsige Druckfestigkeit mit steigender Temperatur abnimmt. Die Festigkeitsminderung ist abgesehen von Ausnahmefällen zunächst gering, im Temperaturbereich von 400 bis 700°C kommt es jedoch zu einem raschen Festigkeitsverlust, der sich in den Festigkeitskurven als Steilabfall bemerkbar macht. Die Lage des Steilabfalls hängt von der Art bzw. Zusammensetzung des Betons ab: Neben dem Zuschlag sind u. a. die Zementart, der Wasserzementwert und auch das Betonalter von Einfluß.

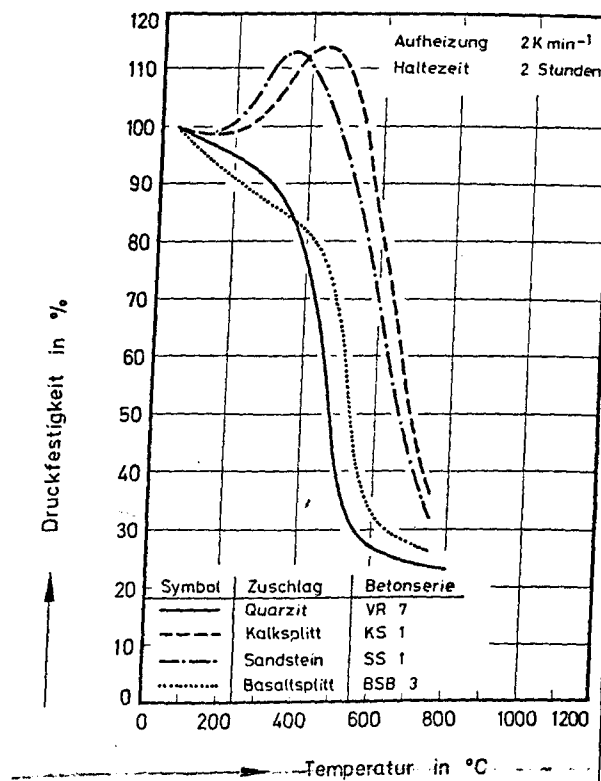


Bild 3 Hochtemperaturfestigkeit von PZ-Normalbeton mit unterschiedlichen Zuschlägen

Zum Hochtemperatur-Festigkeitsverhalten von Betonen mit verschiedenen Leichtzuschlägen wurden bereits im Arbeitsbericht 1975 - 1977 [13] umfangreiche Untersuchungsergebnisse vorgestellt. Auf weitere theoretische und experimentelle Forschungsarbeiten zum Hochtemperatur-Kriechverhalten von Leicht- und Normalbetonen im Teil 3 dieses Berichts wird hingewiesen.

Das Betonalter und insbesondere der Wasserzementwert beeinflussen vor allem über die Porosität bzw. die Dichte der Zementsteinmatrix die Ausgangsfestigkeit des ungeschädigten Betons; die Unterschiede im Hochtemperatur-Festigkeitsverhalten wurden dadurch nach unserer Erfahrung nur gering beeinflusst. Die Verwendung unterschiedlicher Zementarten führt jedoch bei der Hydratation u. a. zur Ausbildung einer Zementsteinmatrix mit vollkommen veränderter chemischer Zusammensetzung und Porenstruktur. In den vorliegenden Untersuchungen wurden insbesondere die schnell erhärtenden Portlandzement- sowie die langsamen Hochofenzementarten verwendet. Um die erwarteten Unterschiede im Materialverhalten zu verstärken, wurden zementreiche Mörtelproben mit gleichem Mischungsverhältnis (1:3:0,5) untersucht. Die Zemente PZ 35 F und HOZ 35L wurden auch deshalb gewählt, weil diese im Massivbau mit am häufigsten zur Anwendung gelangen.

Bild 4 zeigt die bezogene Druckfestigkeit der untersuchten Mörtel als Funktion der Temperatur. Die angegebenen Beziehungen sind jeweils durch mindestens 20 Meßpunkte belegt. Im unteren Temperaturbereich bis etwa 200°C wurde in beiden Serien ein "Festigkeitsloch" festgestellt, als dessen Ursache u. a. ein Ansteigen des Porenwasserdrucks angesehen wird.

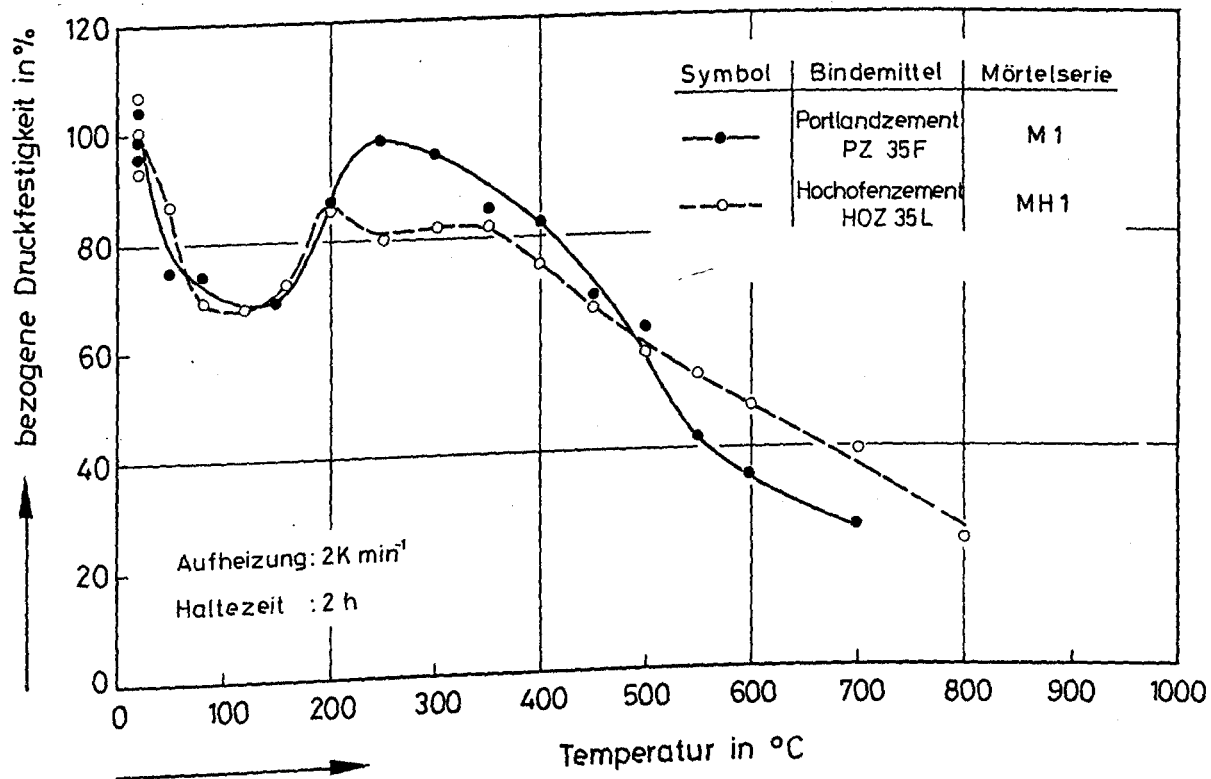


Bild 4 Hochtemperatur-Festigkeit von Mörteln mit verschiedenen Bindemitteln

Unterschiede im Festigkeitsverhalten bedingt durch die Bindemittelwahl lassen sich erst oberhalb von 200°C erkennen: Während der PZ-Mörtel bei etwa 250°C in etwa die Ausgangsfestigkeit wiedererlangt, liegt die Hochtemperaturfestigkeit des HOZ-Mörtels mit gut 80 % des Ausgangswertes deutlich darunter.

Oberhalb von 300°C wurde für beide Mörtelserien eine weitere Entfestigung festgestellt, wobei jedoch erhebliche Unterschiede in ihrem Ausmaß zu verzeichnen sind. Während der hochofenzement-gebundene Mörtel ziemlich gleichmäßig bis hin zu 800°C in seiner Druckfestigkeit abnimmt, weist der PZ-Mörtel im Temperaturintervall von 450°C bis 550°C einen deutlichen Steilabfall im Festigkeitsverlauf auf.

Oberhalb von 700°C laufen beide Kurven wieder zusammen.

Wichtig für das Festigkeitsverhalten ist selbstverständlich auch die Art der Temperatureinwirkung. Aus Gründen der Übersicht wird hier nur über den Fall einer einmaligen Erwärmung berichtet, der naturgemäß vor allem den Brandfall betrifft. Sofern andere Temperatureinwirkungen - insbesondere wechselnde Temperaturen - auftreten, sind über die diskutierten Beziehungen hinaus u. U. gesonderte Überlegungen erforderlich. Im Rahmen der beantragten Fortsetzung dieses Teilprojekts soll dieser Aspekt ausführlich behandelt werden.

### 2.3 Elastizitätsmodul

Die Elastizitätsmoduln verschiedener Betone, die alle mit Portlandzement hergestellt und auf gleiche Weise geprüft wurden, sind in Bild 5 dargestellt. Der Elastizitätsmodul wurde jeweils in Anlehnung an DIN 1048 als Sekantenmodul im Belastungsast der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung bestimmt. Normalbetone mit hochfestem Quarz- bzw. Basaltzuschlag bilden in den gefundenen Temperaturbeziehungen offenbar eine untere Schranke.

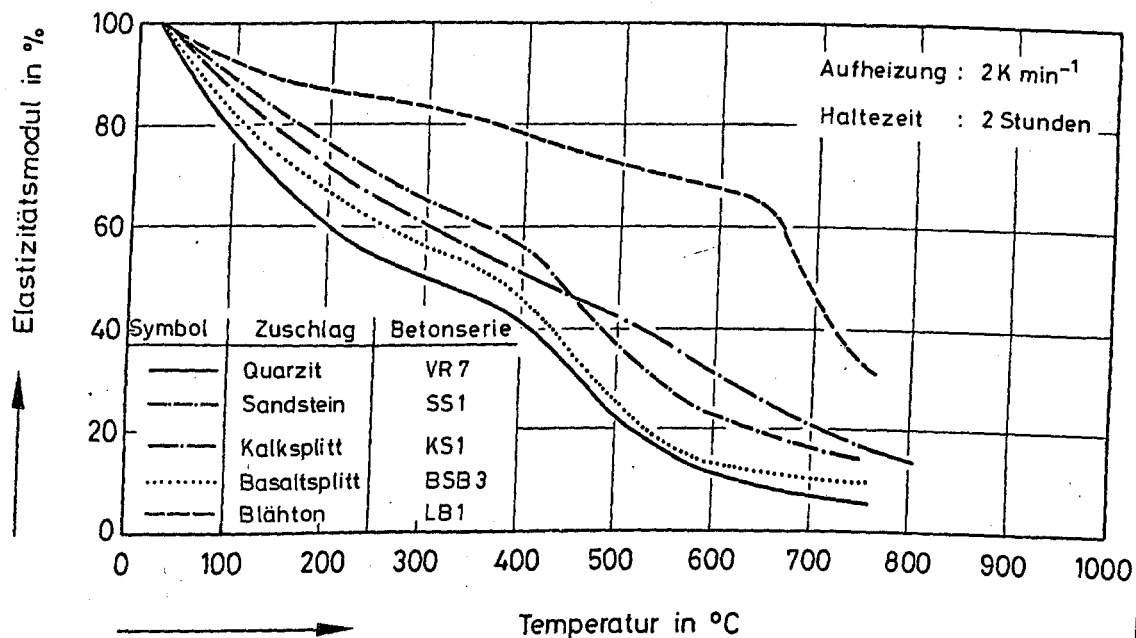


Bild 5 Elastizitätsmodul verschiedener Betone bei hohen Temperaturen

Dagegen liegt der E-Modulverlauf eines Leichtbetons mit Blähtonzuschlag an der oberen Grenze des erfaßten Temperaturbereichs - wiederum ein Hinweis darauf, welchen wichtigen Einfluß die Beschaffenheit des Zuschlags auf das Materialverhalten hat.

Die besondere Bedeutung des E-Moduls als Materialkennwert tritt bei den theoretischen Untersuchungen zum Kriechverhalten bei instationären Temperaturen in Teil 3 dieses Berichts sowie bei der Berechnung der Zwangskraftentwicklung von dehnungsbehinderten Betonproben hervor. Zur rechnerischen Verwendung der Größe  $E = E(\vartheta)$  muß daher ihr Temperaturverlauf durch geeignete analytische Funktionen beschrieben werden. Damit sich diese Funktionen leicht handhaben lassen, sie also eine relativ einfache Gestalt haben, andererseits aber die Meßergebnisse gut beschreiben,

ist es notwendig, den erfaßten Temperaturbereich in geeignete Intervalle zu zerlegen. Im folgenden sind für die untersuchten Betonarten die entsprechenden Temperaturfunktionen des Elastizitätsmoduls unter Angabe ihres Gültigkeitsbereichs tabellarisch dargestellt. In den Funktionen ist die Temperatur  $\vartheta$  in °C einzusetzen. Die bezogenen E-Moduln  $E(\vartheta)/E(20)$  erhält man dann in %.

Tabelle 1: Temperaturfunktionen der E-Moduln verschiedener Betone bei hohen Temperaturen

Normalbeton mit Quarzit-Zuschlag:

Temperaturbereich	Rechenfunktion
(I) 20°C-325°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 100 - 0,3 \cdot (\vartheta - 20 + 4,085 \cdot 10^{-4} \cdot (\vartheta - 20)^2$
(II) 325°C-450°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 89,406 - 0,32445 \cdot \vartheta + 1,0081 \cdot 10^{-3} \cdot \vartheta^2 - 1,2801 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta^3$
(III) 450°C-600°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 45 \exp [-7,52 \cdot 10^{-3} \cdot (\vartheta - 4,00)]$
(IV) über 600°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 100 \exp [-4 \cdot 10^{-3} \cdot (\vartheta - 20)]$

Normalbeton mit Sandstein-Zuschlag:

Temperaturbereich	Rechenfunktion
(I) 20°C-300°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 81,6 \exp (-1,17 \cdot 10^{-2} \cdot \vartheta) + 35,43$
(II) 300°C-500°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = -2,47 \cdot 10^{-7} \vartheta^3 + 6,75 \cdot 10^{-6} \vartheta^2 + 0,05 \vartheta + 28,2$
(III) über 500°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 326,5 \exp (-5,66 \cdot 10^{-3} \cdot \vartheta) + 5$

Normalbeton mit Kalksplitt-Zuschlag:

Temperaturbereich	Rechenfunktion
(I) 20°C-550°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 89,4 \exp (-0,00368 \cdot \vartheta) + 18,5$
(II) über 550°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 219,3 \exp (-0,00360 \cdot \vartheta)$

Normalbeton mit Basaltsplitt-Zuschlag:

Temperaturbereich	Rechenfunktion
(I) 20°C-200°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 75,9 \exp(-4,09 \cdot 10^{-3} \vartheta) + 31,5$
(II) 200°C-550°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = -0,137 \cdot \vartheta + 92,4$
(III) über 550°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = -6460 \cdot \exp(-0,0163 \cdot \vartheta) + 8,87$

Leichtbeton mit Blähton-Zuschlag:

Temperaturbereich	Rechenfunktion
(I) 20°C-300°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = \exp[-1,2 \cdot 10^{-2} \sqrt{\vartheta - 20}]$
(II) 300°C-650°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = \exp[-7 \cdot 10^4 (\vartheta - 20)]$
(III) über 650°C	$\frac{E(\vartheta)}{E(20)} = 52,9 \exp[-7 \cdot 10^3 (\vartheta - 20)]$

Der Bindemittel-Einfluß auf den Elastizitätsmodul wurde an zementreichen Mörtelzylindern untersucht. Aus Bild 6 läßt sich entnehmen, daß die relativen Elastizitätsverluste von PZ-Proben bis 600°C im Mittel geringer ausfallen als die von HOZ-Proben. Der Kurvenverlauf der HOZ-Serie wird oberhalb 300°C jedoch etwas flacher, wobei die relativen Verluste über 450°C niedriger sind als bei PZ-Serie. Dies steht offenbar in gewissem Zusammenhang mit den Ergebnissen der Festigkeitsprüfungen.

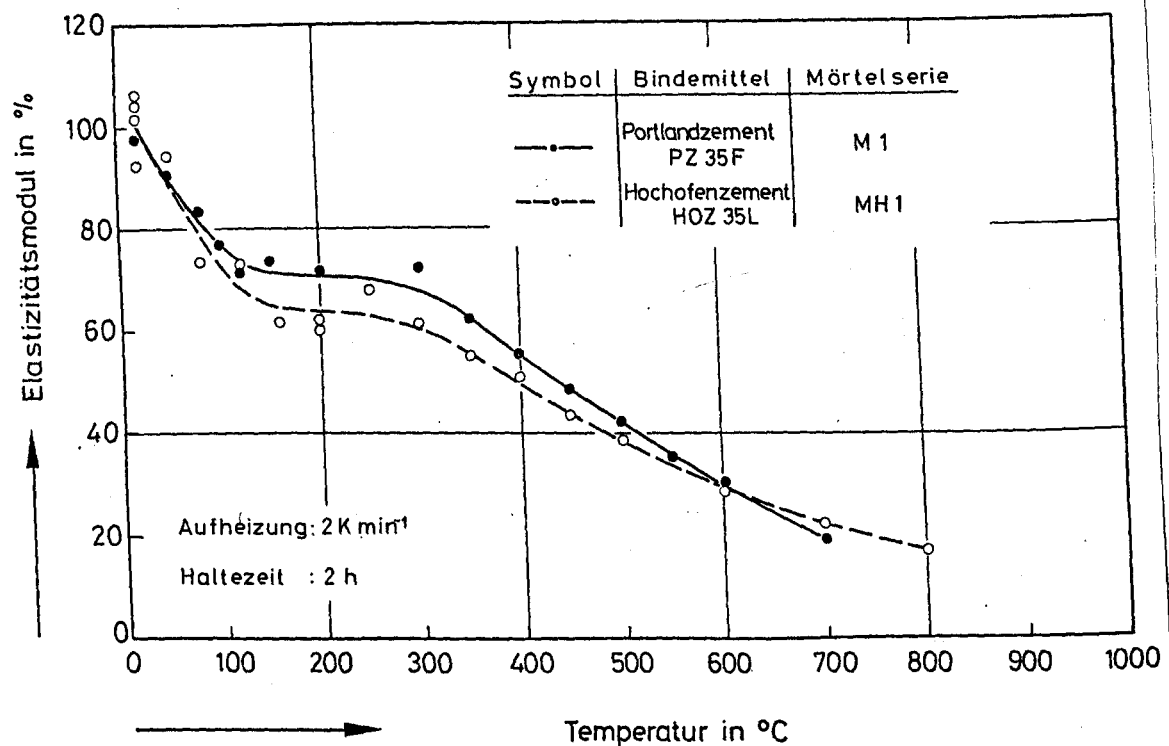


Bild 6 Elastizitätsmodul von Mörteln mit verschiedenen Bindemittelarten bei hohen Temperaturen

#### 2.4 Bruchstauchung

Bild 7 zeigt die Bruchstauchungen der untersuchten Normalbetone. Die Bruchstauchung ist in diesem Zusammenhang als diejenige Betonverformung definiert, die der im  $\sigma$ - $\epsilon$ -Versuch gemessenen maximalen Betonspannung zugeordnet ist. Daß sich der Beton im verformungsgesteuerten Versuch im Prinzip weit darüber hinaus verformen kann, zeigen die Bilder 1 und 2. Es ist bemerkenswert, daß der temperaturabhängige Verlauf der Bruchstauchungen für alle Betone tendenzmäßig etwa übereinstimmt: Bei 650°C wurden einheitlich Bruchstauchungen um 7 % gemessen. Dies bedeutet für die Praxis, daß der Beton mit zunehmender Temperatur an Duktilität gewinnt und im konkreten Fall u. U. mit Bauteilverformungen gerechnet werden muß, die weit über die bei Raumtemperatur bekannten Verformungen hinausgehen.



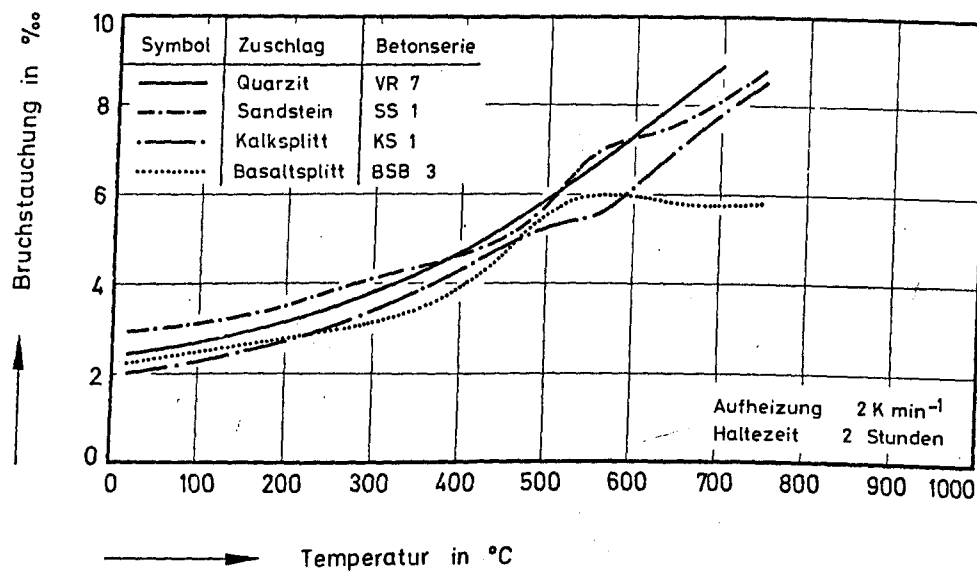


Bild 7 Bruchstauchung verschiedener Betone bei hohen Temperaturen

Ein wesentlicher Bindemittel-Einfluß auf die Bruchstauchung bei hohen Temperaturen ließ sich aus den entsprechenden Ergebnissen der Mörtel-Untersuchungen nicht entnehmen. Bis 600°C lagen die Werte beider Versuchsreihen innerhalb der Meßgenauigkeit beisammen. Oberhalb dieser Temperatur scheint der Hochofenzement-Mörtel eine etwas höhere Verformung bis zum Bruch zuzulassen. So lag z. B. bei 700°C die Bruchstauchung des HOZ-Mörtels bei 6,5 ‰ beim PZ-Mörtel dagegen bei nur 5 ‰. Insgesamt fallen jedoch beide Temperaturverläufe in die Kurvenschar der Normalbetone in Bild 7. Sie wurde aus Gründen der Übersicht nicht mit eingezeichnet.

### 2.5 Arbeitsvermögen

In diesem Zusammenhang ist auch ein Hinweis auf das Arbeitsvermögen des Betons wichtig. Bild 8 zeigt die Abhängigkeit des Arbeitsvermögens von der Temperatur für die untersuchten Sandstein- und Basaltbetone. Unter Arbeitsvermögen wird hier die im einachsigen Druckversuch dem Beton pro Masseneinheit zugeführte Energie verstanden. Sie wurde durch Integration der in den Bildern 1 und 2 dargestellten  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehungen bestimmt, wobei in allen Fällen ein Integrations-

weg zwischen 0 und 10 % zugrunde gelegt wurde. Es ist etwas überraschend, daß das Arbeitsvermögen des Betons mit zunehmender Temperatur, abgesehen von einer in einigen Fällen beobachteten geringen Abnahme im unteren Temperaturbereich, durchweg ansteigt. Erst bei Temperaturen oberhalb 500 bis 700°C geht das Arbeitsvermögen des Betons wieder auf seinen Ausgangswert zurück - eine in praktischer Hinsicht wichtige Beobachtung, denn daraus folgt, daß Betonbauteile bei hohen Temperaturen aus betontechnologischen Gründen im Prinzip weniger zu einem plötzlichen Versagen neigen als bei Raumtemperatur. Diese Aussage bezieht sich selbstverständlich nur auf solche Versagensformen, die vom Verhalten des Betons im Druckbereich bestimmt werden.

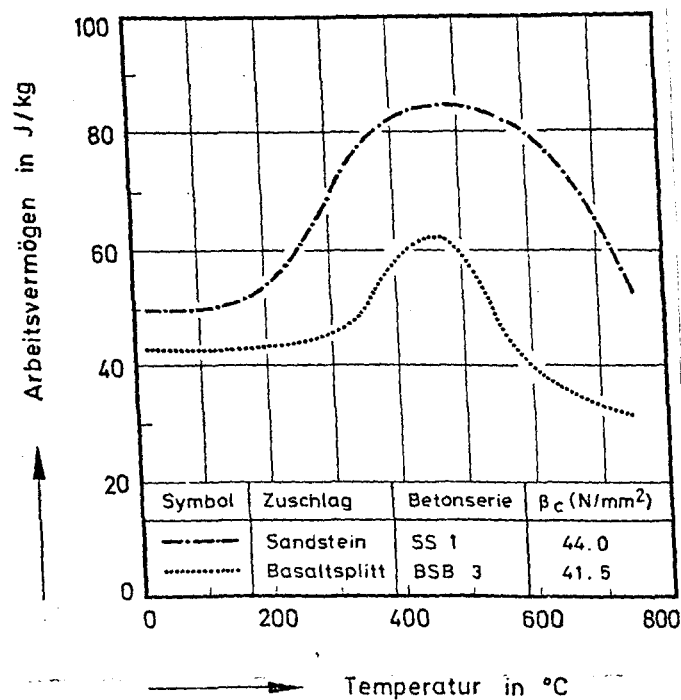


Bild 8 Arbeitsvermögen verschiedener Betone bei hohen Temperaturen.

## 2.6 Thermische Dehnung von Beton- und Betonkomponenten

In verschiedenen Untersuchungen und Arbeiten wird darauf hingewiesen, daß die Betonzerstörung infolge erhöhter Temperatur vor allem durch Temperaturspannungen zwischen den verschiedenen Betonkomponenten verursacht wird [z. B. 14]. Unter Betonkomponenten werden in diesem Zusammenhang im wesentlichen die mineralogisch unterschiedlichen Bestandteile des Betons d. h. der Zementstein und der Zuschlag, verstanden. Bei der Untersuchung dieser Komponenten hat sich in der Tat herausgestellt, daß die thermische Dehnung der einzelnen Materialien sehr unterschiedlich ist. Bild 9 zeigt die thermischen Dehnungen eines hydratisierten Portlandzements und einiger typischer Betonzuschläge. Wie nahezu alle Festkörper dehnen sich die Zuschläge mit steigender Temperatur aus, der Zementstein dagegen zeigt oberhalb 250°C deutliches Schwinden bzw. Schrumpfen. Bei 400°C betragen die Dehnungsunterschiede zwischen Zementstein und Zuschlag etwa 4 bis 7 ‰.

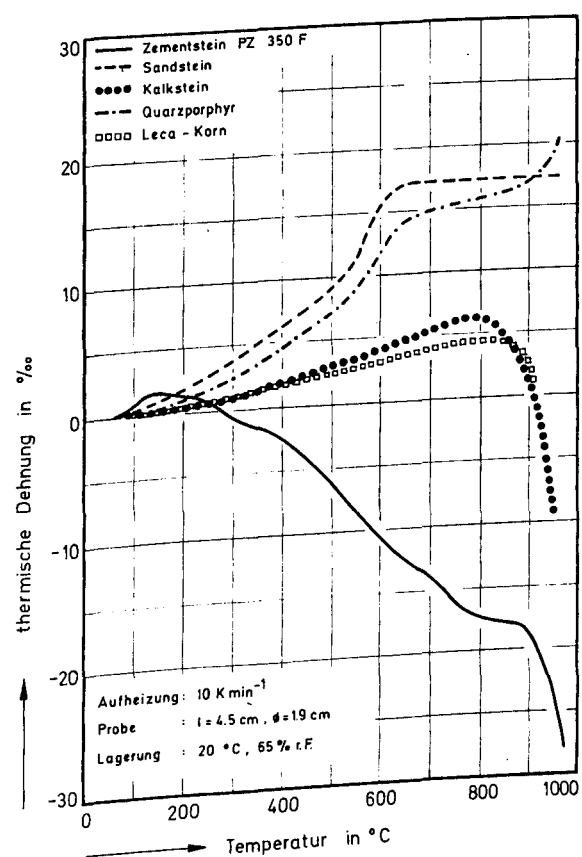


Bild 9 Thermische Dehnung verschiedener Zuschläge im Vergleich zu hydratisiertem Portlandzement.

Es ist also durchaus vorstellbar, daß die Betonfestigkeit durch diese Dilatationsunterschiede bei Temperatureinwirkung herabgesetzt wird. Allerdings ist diese Beeinträchtigung im Mittel offenbar geringer, als sich anhand dieses Bildes andeutet. Die Festigkeitsverluste bis 400°C sind nach den Bildern 1, 2 und 3 durchweg gering, d. h. die Festigkeitsverluste von Beton und die Dilatationsunterschiede der einzelnen Betonkomponenten besitzen jeweils unterschiedliche Temperaturabhängigkeiten, woraus man schließen muß, daß die Festigkeitsverluste nicht allein durch die unterschiedlichen thermischen Dehnungen des Zementsteins und Zuschlags zu begründen sind. Diese Feststellung ist wichtig, weil sie die Beobachtung unterstreicht, daß sich das Verhalten von Beton im allgemeinen nicht durch eine gewöhnliche Superposition des Verhaltens einzelner Betonkomponenten erklären läßt. Dies gilt nicht nur im Hochtemperaturbereich, sondern auch bei Raumtemperatur.

Die thermische Dehnung des Betons wird weitgehend durch die Art der verwendeten Zuschläge bestimmt, wie die Ausdehnung von Normal- und Leichtbetonen beweist (Bild 10). Die Meßwerte von Bild 10 umfassen den praktisch vorkommenden Bereich der im Stahlbetonbau üblichen Betone. Für genauere Untersuchungen bzw. in einem konkreten Anwendungsfall, sind bezüglich der thermischen Dehnung des jeweils verwendeten Betons immer gesonderte Messungen erforderlich, weil dieser Verformungsanteil gegenüber anderen Verformungen vergleichsweise groß ist und eine allzu grobe Abschätzung der Ausdehnungen des Betons zu erheblichen Fehlern und großen Risiken führen kann.

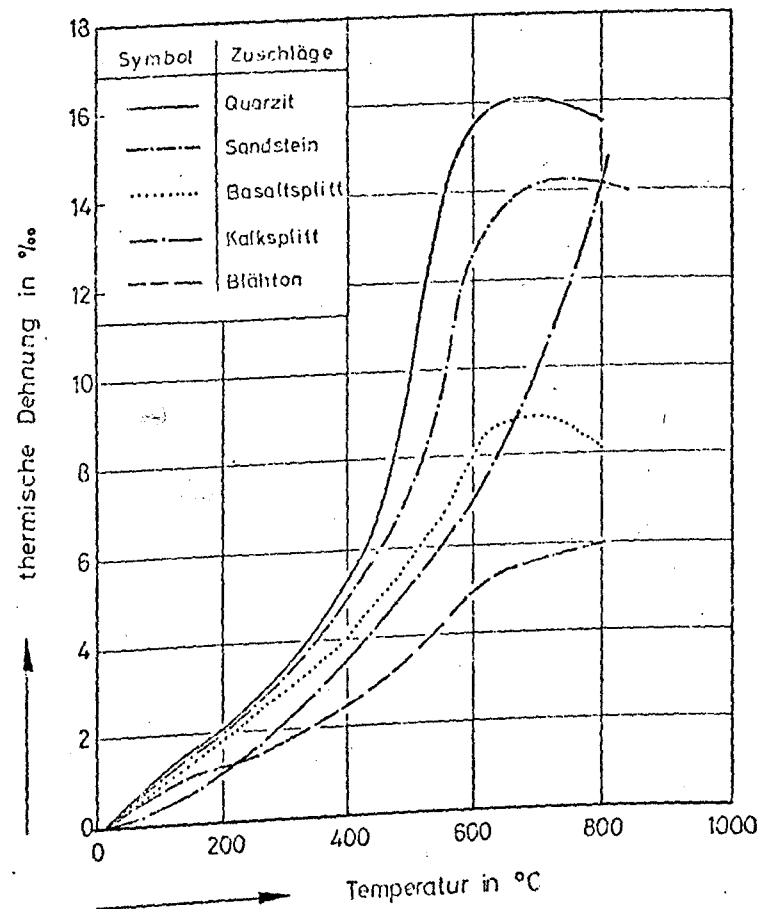


Bild 10 Thermische Dehnung von Normalbetonen mit verschiedenen Zuschlägen und von Leichtbeton

Im Zusammenhang mit den theoretischen Arbeiten zum Kriechverhalten von Beton (Kap. 3) werden diese lastunabhängigen Beton-Verformungen in Form von einfachen Rechenfunktionen benötigt. Es wurden hierfür in zwei Fällen Polynomansätze 3. Ordnung unter Aufspaltung des Temperaturbereiches gewählt. Die übrigen drei Temperaturfunktionen wurden geschlossen durch polynome 5. Ordnung angenähert. Ohne auf weitere Details einzugehen, seien hierfür die ermittelten Koeffizienten in tabellarischer Form mitgeteilt (Tabelle 2)

Tabelle 2: Koeffizienten der Temperaturpolynome  $\epsilon_{th} = c_0 + c_1 \cdot \vartheta + c_2 \cdot \vartheta^2 + c_3 \cdot \vartheta^3 + c_4 \cdot \vartheta^4 + c_5 \cdot \vartheta^5$  :  
zur Beschreibung der thermischen Dehnungen von Beton ( $\vartheta$  in °C)

Betonart	$c_0$	$c_1$	$c_2$	$c_3$	$c_4$	$c_5$	Bereich °C
Quarzit- beton	1,99708 3,22849	0,02122 0,053001	- 0,564951 · 10 <sup>-4</sup> - 0,430494 · 10 <sup>-4</sup>	0,133644 · 10 <sup>-6</sup> 0,135696 · 10 <sup>-7</sup>	-	-	20 - 590 590 - 1000
Sandstein- beton	- 0,519188	0,0202022	- 0,606007 · 10 <sup>-4</sup>	0,590086 · 10 <sup>-7</sup>	0,230555 · 10 <sup>-9</sup>	0,275864 · 10 <sup>-12</sup>	20 - 850
Basaltsplitt- beton	- 0,478652	0,0171500	- 0,372016 · 10 <sup>-4</sup>	0,231693 · 10 <sup>-7</sup>	0,150183 · 10 <sup>-9</sup>	- 0,167782 · 10 <sup>-12</sup>	20 - 850
Kalkstein- beton	- 0,172239	0,00851284	- 0,378964	0,177410 · 10 <sup>-6</sup>	- 0,264975 · 10 <sup>-9</sup>	0,149074 · 10 <sup>-12</sup>	20 - 850
Blähton- beton	- 0,2665 0,1496 · 10 <sup>2</sup> - 0,1024 · 10 <sup>3</sup>	0,0143 - 0,0866 0,3437	- 0,4941 · 10 <sup>-4</sup> 0,1827 · 10 <sup>-3</sup> - 0,3490 · 10 <sup>-3</sup>	0,7679 · 10 <sup>-7</sup> - 0,1109 · 10 <sup>-6</sup> 0,1109 · 10 <sup>-6</sup>	- - -	- - -	20 - 395 395 - 770 770 - 1020

## 2.7 Strukturelle Veränderungen in Mörteln und Betonen bei hohen Temperaturen

### 2.7.1 Zersetzungsreaktionen

Neben den in Abschnitt 2.6 gezeigten Dilatationsunterschieden zwischen den Betonkomponenten sind zur Erklärung der Festigkeitsverluste von Beton bei hohen Temperaturen nach unserer Meinung vor allem Strukturveränderungen, die durch in den Zuschlägen und im Zementstein ablaufende thermisch aktivierte Reaktionen hervorgerufen werden von Bedeutung. Die bei diesen Prozessen auftretenden Wärmetönungen und eventuellen Gewichtsänderungen wurden mit thermoanalytischen Methoden - Differentialthermoanalyse und Thermogravimetrie - nachgewiesen. Auf die umfangreichen Untersuchungen des Teilprojekts B 3 an verschiedenen Betonen und Betonkomponenten im Förderungszeitraum 1975 - 1977 sei in diesem Zusammenhang hingewiesen. Ein Teil der hierbei gewonnenen Ergebnisse wurde im betreffenden Arbeitsbericht sowie in verschiedenen Veröffentlichungen dargestellt ([1], [6], [13], [38], [40]). Es sollen hier daher nur die wesentlichen Erkenntnisse wiedergegeben werden.

Bei relativ niedrigen Temperaturerhöhungen bis etwa 300°C werden zunächst das Oberflächenwasser der Betonproben und aus dem Innern das Kapillarwasser der Zementsteinporen verdampft. Hiermit sind bereits deutliche Schwindefeffekte im Zementstein verknüpft, die zu Spannungen im Beton und damit auch zu Mikrorißbildungen führen können. Bei noch höheren Temperaturen bis etwa 650°C erfolgt eine weitere Entwässerung verbunden mit einem stufenweisen Gelabbau (Tobermorit, CSH I und CSH II). Neben diesen über einen weiteren Temperaturbereich "verschmiert" auftretenden Reaktionen wird zwischen 450°C und 550°C das bei der Hydratation des Portlandzementklinkers freiwerdende Portlandit ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) zu Kalk ( $\text{CaO}$ ) und Wasser ( $\text{H}_2\text{O}$ ) zersetzt. Hierdurch werden die bekanntlich zum Teil relativ großen (einige  $\mu\text{m}$ ), kompakten Portlandit-Kristalle in zunächst

fein kristallines bzw. quasi-amorphes  $\text{CaO}$  umgewandelt, dessen Tragfähigkeit als Bestandteil des Betons als praktisch Null anzunehmen ist. Hier wird der Einfluß der Bindemittelart auf das Materialverhalten des Betons bei hohen Temperaturen deutlich: Betone mit geringerem  $\text{Ca(OH)}_2$ -Gehalt in der Zementsteinphase werden vermutlich geringeren Festigkeitsverlusten in diesem Temperaturbereich unterliegen. Diese Annahme wird tatsächlich durch die bereits erläuterten Ergebnisse der mechanisch-technologischen Untersuchungen an PZ- und HOZ-gebundenen Mörteln gestützt. Dadurch, daß bei der Hydratation des Hochofenschlackenanteils im HOZ-Bindemittel das bereits bei der Verfestigung des Portlandzementklinkeranteils entstandene  $\text{Ca(OH)}_2$  weitgehend wieder verbraucht wird, ist letztlich der Portlanditgehalt im Zementstein des Hochofenzements gegenüber dem des reinen Portlandzements geringer. Somit lassen sich die erheblich niedriger ausfallenden Festigkeitsverluste des HOZ-Mörtels im Bereich um  $500^\circ\text{C}$  ohne weiteres erklären.

Eine weitere wichtige Rolle spielt das Portlandit vermutlich auch bei der in Mörtelproben und einigen Betonserien beobachteten Wiederverfestigung im Temperaturintervall von ca.  $150^\circ\text{C}$  bis  $300^\circ\text{C}$ . Nach Ansicht einiger Autoren [15,16] lassen sich die bei portlandzement-gebundenen Betonen bei diesen Temperaturen gemessenen Festigkeitsgewinne mit der Wirkung von Calcium-Silikat-Reaktionen zwischen den quarzitischen Zuschlägen und dem Portlandit der Zementsteinphase erklären: Der Zusammenhalt zwischen den Komponenten wird durch Ausbildung einer neuen Phase in der Kontaktzone verbessert. Macht man sich diese These zu eigen, so ließe sich der geringere Festigkeitszuwachs des HOZ-Mörtels im Bereich dieser mittleren Temperaturen ebenfalls durch ein vergleichsweise niedriges Reservoir an freien  $\text{Ca(OH)}_2$  begründen.



### 2.7.2 Rißbildung

Kristallumwandlungen und ähnliche mit thermoanalytischen Methoden (DTA) nachweisbare Phänomene sind nicht wie die vordem erwähnten Zersetzungsreaktionen mit Gewichtsverlusten verbunden. Sie führen u. U. jedoch zu einer deutlichen thermischen Dilatation des Materials, wie das Beispiel der quarzhaltigen Betonsorten im Temperaturbereich 550°C bis 650°C deutlich zeigt (Bild 9). Es handelt sich in diesem Fall um die  $\alpha$ - $\beta$ -Kristallumwandlung des  $\text{SiO}_2$  im Betonzuschlag. Auswirkungen dieses Vorgangs auf die Struktur lassen sich direkt durch licht- bzw. rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen nachweisen [18, 19]. Nachteilig ist bei solchen Untersuchungen, daß die gewonnenen Informationen aus sehr kleinen, u. U. nicht repräsentativen Ausschnitten der Gesamtstruktur stammen, so daß zeitaufwendige Reihenuntersuchungen durchgeführt werden müssen, um zuverlässige und quantitative Aussagen zu erhalten.

Bei indirekten Untersuchungsmethoden entfällt dieser Nachteil. Durch eine große Zahl von Versuchen konnte gezeigt werden, daß Quecksilberpenetrationsmessungen gut geeignet sind, den Einfluß der Temperatureinwirkung auf die Porenstruktur im Beton nachzuweisen. Als Beispiel sind die integralen Porengrößenverteilungen ausgeheizter Zementmörtelproben dargestellt (Bild 11).

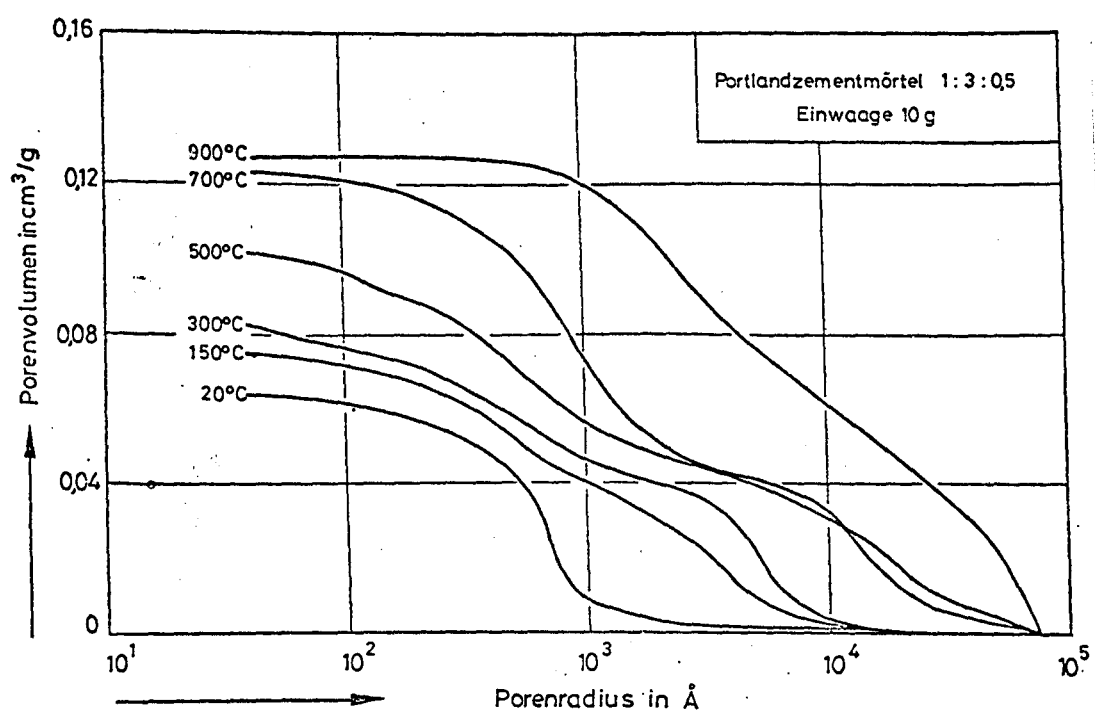


Bild 11 Integrale Porenverteilungskurven ausgeheizter Zementmörtelproben

Man erkennt, daß sich das Porenvolumen mit zunehmender Temperatur vergrößert. Gleichzeitig tritt eine deutliche Veränderung in der Verteilungsfunktion der Porenradien auf. Bild 12 und 13 zeigen in differentieller Darstellung die Porenradienverteilung. Es treten im wesentlichen bis zu drei Hauptmaxima auf, die sich bestimmten Materialstrukturen

zuordnen lassen. Die Fläche unterhalb eines bestimmten Kurvenabschnitts entspricht hierbei direkt dem Porenvolumen des jeweiligen Porenradienintervalls.

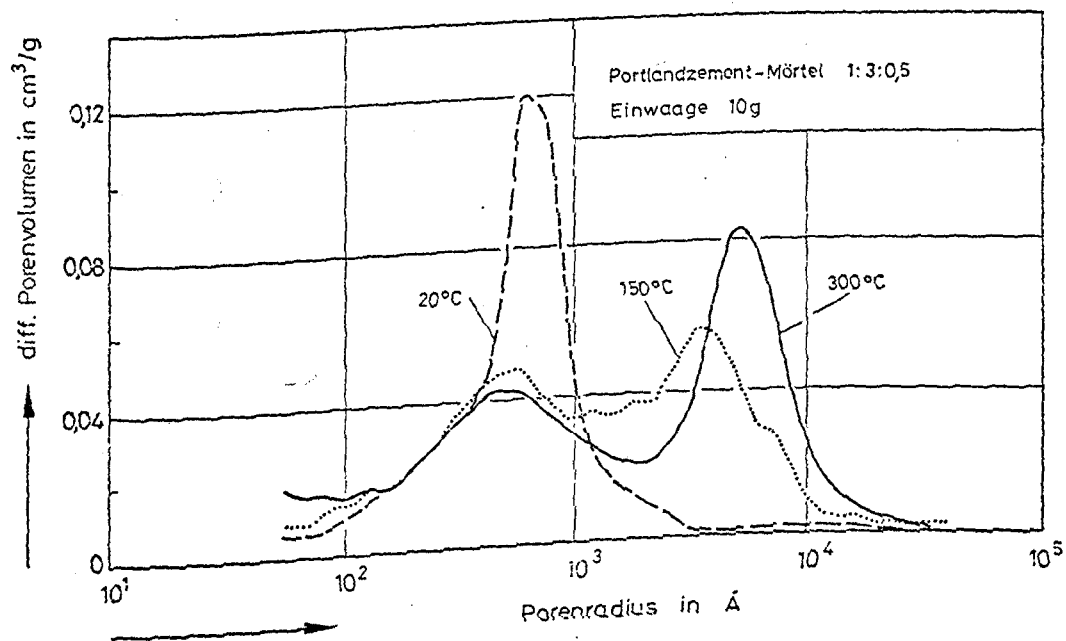


Bild 12 Porengrößenverteilung ausgeheizter Zementmörtelproben

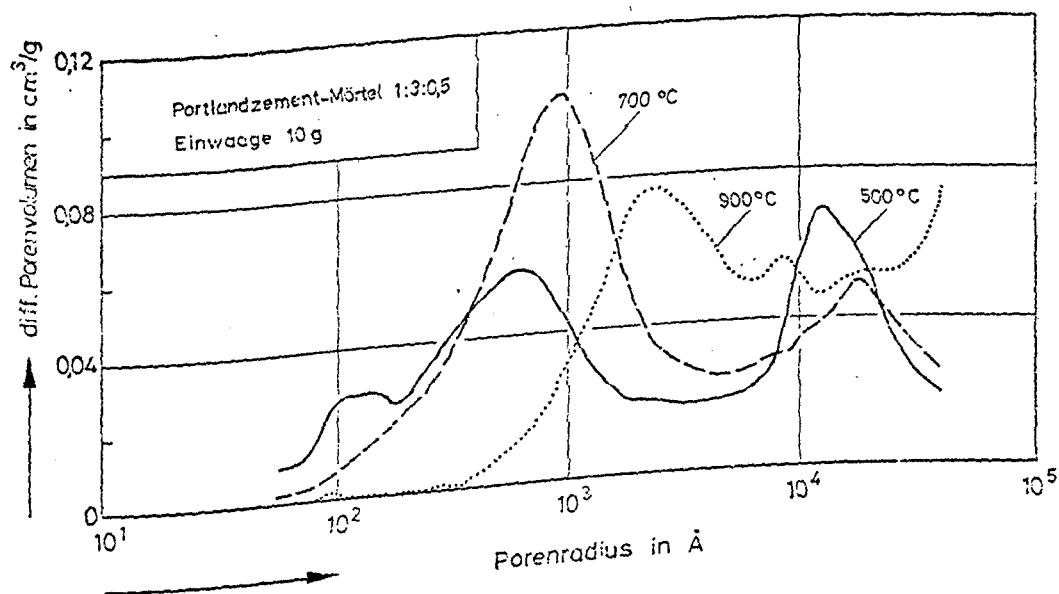


Bild 13 Porengrößenverteilung ausgeheizter Zementmörtelproben

Aus der Vielzahl der durchgeführten Messungen stellte sich das Maximum der Porenradienverteilung der thermisch nicht belasteten Probe als eine Überlagerung zweier Maxima heraus, wobei das eine mit zunehmenden Versuchstemperaturen in den Bereich größerer Porenradien verschoben wird (II. Maximum), das andere dagegen bis ca.  $650^{\circ}\text{C}$  in Form und Lage ( $\sim 550 \text{ \AA}$ ) stabil bleibt (I. Maximum). Letzteres läßt sich dem Porenspektrum der Zementsteinphase des Mörtels zuordnen.

Das Auftreten des II. Maximums läßt sich mit der Ausbildung von Mikrorissen in Zusammenhang bringen, wobei es sich bei den thermisch unbelasteten Proben vermutlich um Schwindrisse handelt, deren Rißweite in die Größenordnung der Porenradien der Zementsteinmatrix fällt. Tatsächlich wurden ganz ähnliche Erscheinungen an gleichartigen Mörtelproben beobachtet, die nach Abkühlung auf extrem tiefe Temperaturen untersucht wurden [17]. Das auf diese Weise thermisch beanspruchte Material wies ebenfalls einen deutlichen Festigkeitsverlust auf, so daß das Auftreten des Nebenmaximums in der Porenverteilung als eine Entstehung bzw. Aufweitung von Mikrorissen interpretiert werden könnte, als deren Folgeerscheinungen im Beton bestimmte Festigkeitseinbußen zu sehen sind.

Das Entstehen eines weiteren charakteristischen Häufigkeitsmaximums bei etwa  $120 \text{ \AA}$  wurde ab ca.  $450^{\circ}\text{C}$  beobachtet. Es ist bei bis  $500^{\circ}\text{C}$  ausgeheizten Proben am stärksten ausgeprägt. Bei noch höheren Versuchstemperaturen tritt es nur noch abgeschwächt auf bzw. teilweise verschwindet es wieder gänzlich. Es liegt die Vermutung nahe, daß dieses neu entwickelte Porensystem der porösen Struktur des bei diesen Temperaturen aus dem Portlandit entstehenden CaO (Kalk) zuzuordnen ist. In diesem Zusammenhang sei deshalb auf die

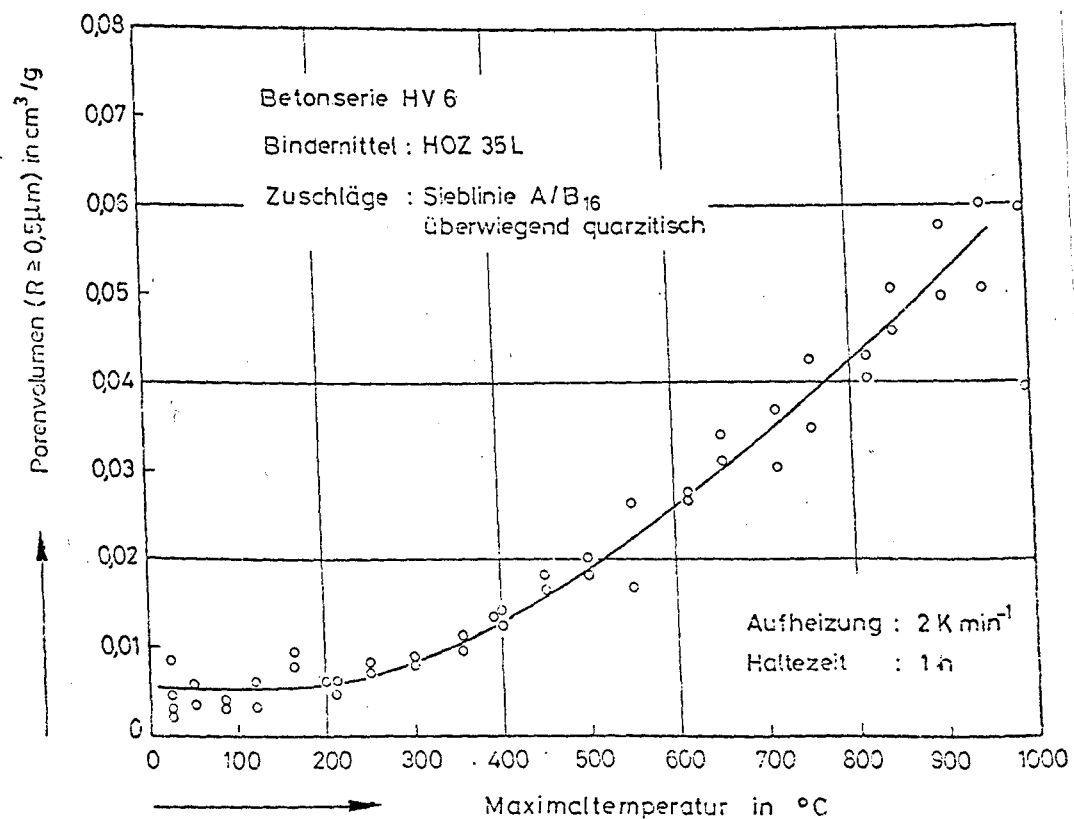
in 2.7.1 durchgeführte Diskussion der durch die chemischen Reaktionen des Portlandzements verursachten Änderungen des Materialverhaltens von Mörteln und Betonen bei Temperaturbeanspruchung hingewiesen.

Nach den bisher vorliegenden Erfahrungen sind nicht ausschließlich Veränderungen des gröberen Porenspektrums für das Hochtemperaturverhalten verantwortlich, sondern es können auch die feineren Porensysteme eventuell wichtige Funktionen übernehmen. Für den Einfluß der Mikrorißbildung läßt sich jedoch sicher feststellen, daß je mehr Risse (Porenvolumen) es gibt, und je größer ihre mittlere Rißweite (Porenradius) ist, umso größer wird bei einachsiger Druckbeanspruchung die Wahrscheinlichkeit instabiler Rißausbreitung und das Versagen der Betonprobe.

Neben den obigen Untersuchungen an ausgeheizten Mörteln wurden parallel zu den mechanisch-technologischen Untersuchungen an Normalbetonen mit verschiedenen Zuschlägen auch entsprechende Porenstrukturanalysen durchgeführt. Wie erwartet, wurden dabei qualitativ ähnliche Ergebnisse wie bei den Mörteln erzielt. Es zeigte sich jedoch, daß die Lage der II. Maxima, die wir mit der häufigsten Rißweite korrelieren, stärker zu noch größeren "Porenradien" verschoben werden.

Bild 14 zeigt das mit der Quecksilberpenetrationsmethode im Bereich 0,5 bis 45  $\mu\text{m}$  meßbare Porenvolumen eines mit Hochtemperaturzement abgebundenen quarzitisches Betons nach dem Ausheizen. Die Aufheizgeschwindigkeit betrug wie bei den großen Druckproben  $2\text{K min}^{-1}$ . Die Temperatur wurde 1 Stunde gehalten. Da das Porenspektrum des langsam erhärteten HOZ-Zementsteins bei etwas kleineren Radien sein Maximum hat, konnte durch das gewählte Porenradialintervall einerseits das Porenvolumen des Zementsteins im wesentlichen ausgeklammert, andererseits der Radialbereich der II. Maxima von ungeschädigter Seite her ausgeschlossen werden.

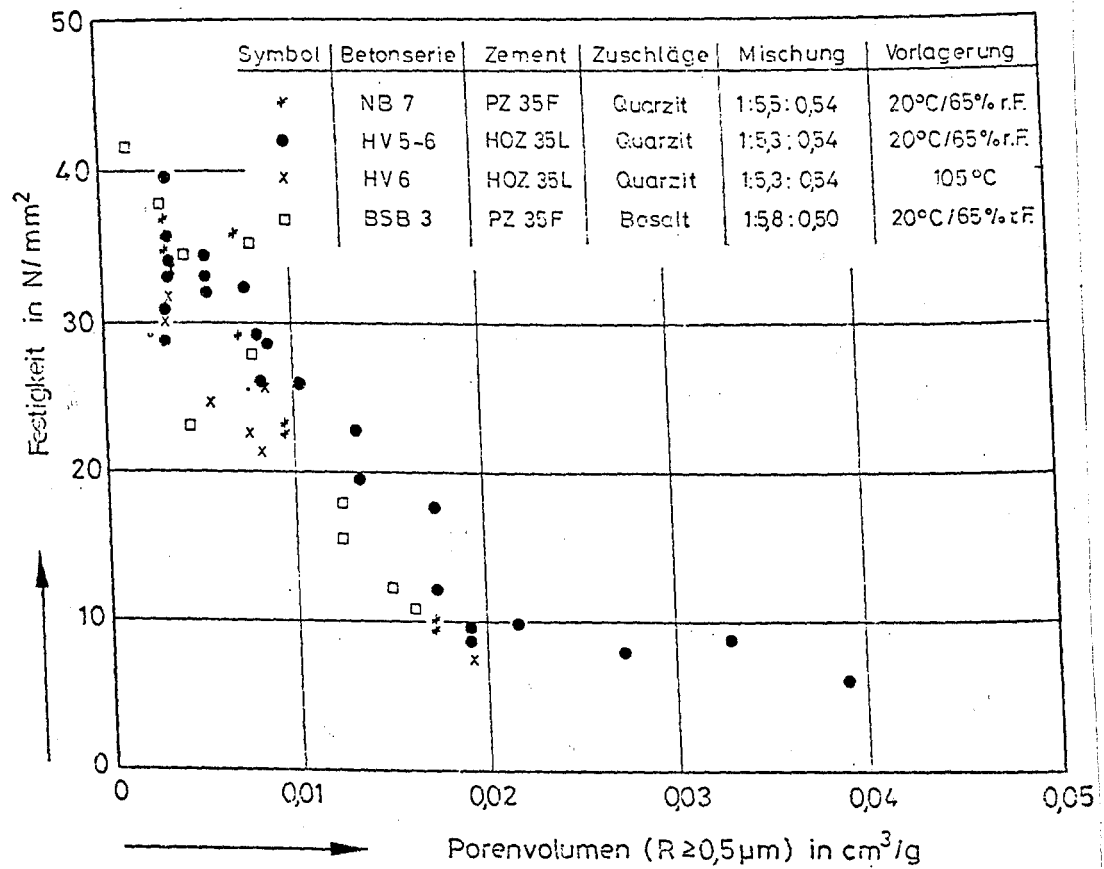
digten und bis zu 1000 °C ausgeheizten Proben weitgehend abgedeckt werden. Da die verwendeten quarzitisches Zuschläge ein dichtes Gefüge, d. h. kaum Eigenporosität besitzen, tragen sie trotz ihres mengenmäßig relativ hohen Anteils im Beton nur wenig zum Porenvolumen bei. Damit kann man die Zahlenwerte in Bild 14 unter gewissen Vorbehalten als Rißvolumina der Mikro- und Makrorisse der thermisch geschädigten Betone betrachten.



**Bild 14** Das Makroporenvolumen ( $0,5 \mu\text{m} \leq R \leq 45 \mu\text{m}$ ) ausgeheizter Betonbohrkerne (ca. 10g) als Funktion der maximal erreichten Temperatur

Man erkennt, daß bis etwa 300/350°C das Porenvolumen zwischen 0,5 bis 45µm sich hier wenig ändert. Oberhalb dieser Temperatur steigt die Kurve dann stark an, was auf die einsetzenden thermisch bedingten Zerstörungen der Betonstruktur hinweist. Dieses Ergebnis steht in gutem Einklang mit den Ergebnissen anderer Untersuchungsmethoden wie z. B. der Lichtmikroskopie von geschliffenen Betonoberflächen [18, 19].

In der Literatur sind einige Versuche zu finden, die Druckfestigkeit poröser Baustoffe bei Raumtemperatur mit Hilfe ihrer Porosität zu beschreiben [20, 21]. In einigen Fällen, so z. B. bei keramischen Werkstoffen, ist dies gut gelungen. Es hat sich aber auch gezeigt, daß nicht alle Porenklassen in gleicher Weise die Festigkeit beeinflussen [22]. Für den Fall der durch Temperatureinwirkung bedingten Entfestigung von Normalbetonen erscheint es jedoch naheliegend, als geeignetste Porositätsmeßdaten die Porenvolumina zwischen 0,5 bis 45 µm zu wählen, die wir nach den obigen Ausführungen als Rißvolumina interpretieren. Bild 15 zeigt das Ergebnis dieser Untersuchung. Wie man sieht, ist die Korrelation in Anbetracht der unterschiedlichen Betonzusammensetzungen verhältnismäßig gut. Im Bereich kleiner Poren-(Riß)-Volumina ist die Streuung überdurchschnittlich. Dies hängt damit zusammen, daß in diesem Bereich die Festigkeitsverluste bis zu mittleren Temperaturen von etwa 250°C, weniger durch die Rißbildung als vielmehr durch den Einfluß der Betonfeuchte und möglicherweise durch das Auftreten von chemischen Reaktionen zu erklären sind. Dieser Aspekt wird durch die rein rißanalytischen Betrachtungsweisen natürlich nicht berücksichtigt.



**Bild 15** Festigkeit thermisch beanspruchter Normalbetone  
als Funktion ihres Makroporenvolumens  
( $R > 0,5 \mu\text{m}$ )



Die oben geschilderten Porenanalysen haben die Bedeutung der thermisch bedingten Mikro/Makrorißbildung (bis 45  $\mu\text{m}$ ) für die Betonfestigkeit hervorgehoben. Nachteilig an dieser Untersuchungsmethode ist jedoch, daß erst im nachhinein, d. h. an der wiedererkalteten Probe die Analyse durchgeführt werden kann. Ein direkter Vergleich der tatsächlichen Rißvolumina bei hohen Versuchstemperaturen mit den im Hg-Porosimeter gemessenen ist von daher nur mit gewissen Vorbehalten gegeben. Dies gab Anlaß, ein Verfahren zu suchen, mit dem bereits während der Aufheizperiode die Rißbildung im gesamten Probekörper beobachtet werden kann.

Optische Methoden kamen nicht in Betracht, weil mit ihnen nur eine Überwachung der Oberflächen möglich ist. Auch die Bestimmung der sich durch Rißbildung ändernden Ultraschall-Dämpfungsparameter mit Durchschallungstechniken wurde als ungeeignet angesehen. Experimentelle Schwierigkeiten bei den hohen Versuchstemperaturen, aber vor allem auch die verhältnismäßig geringe Probekörpergröße und -geometrie und dadurch bedingte Randeffekte (Reflexionen) ließen erhebliche Störungen der eigentlichen Messung erwarten. Die Wahl fiel daher auf eine andere, noch relativ junge Untersuchungsmethode, mit der es möglich ist, die im gesamten Probekörper auftretenden Rißbildungsvorgänge einerseits integral zu erfassen, andererseits aber auch als zeitlich diskrete Effekte zu unterscheiden: die Schallemissionsanalyse (SEA).

Das Verfahren beruht auf der Registrierung und Auswertung von Schallimpulsen, die durch Vorgänge innerhalb der Probe, wie z. B. Rißbildung oder -fortpflanzung, emittiert werden. Diese Emissionen werden mit piezoelektrischen Sonden empfangen und in entsprechenden Geräten analysiert. Nach den früheren Arbeiten von Kaiser [23] wurde die SEA erstmalig von Rüschi [24] beim einachsigen Beton-Druckversuch angewendet. Jüngere Untersuchungen der Rißentstehung im Beton

infolge mechanischer Belastung wurden u.a. von Weigler [25], Schickert [26] und Faninger et al. [27] durchgeführt. Über Schallemissionsmessungen während thermischer und thermomechanischer Beanspruchung von Betonen ist in der Literatur nichts bekannt.

Nach Einführung der Untersuchungsmethode in das Arbeitsprogramm des Teilprojekts B 3, galt es zunächst nach einer größeren Anzahl von Vorversuchen geeignete Betriebs- und Untersuchungsparameter zu finden. Weiterhin mußten schwierige Schallankopplungsprobleme im Hochtemperaturbereich des Versuchsofens gelöst werden. Nach Abschluß der Anlaufphase soll im folgenden Förderungszeitraum das Rißentstehungsverhalten von Betonen mit unterschiedlichen Zuschlägen und Zementen untersucht werden. Aufgrund der bisher durchgeführten Messungen wird erwartet, daß mit der Schallemissionsanalyse neue Erkenntnisse über das Riß- und Bruchverhalten von Betonen bei Temperatureinwirkung erhalten werden können.

Bild 16 enthält ein erstes Ergebnis, das an einem mit Traßzement (TrZ 35L) abgebundenen Mörtel der Zusammensetzung 1:3:0,5 während der unbelasteten Aufheizung im Versuchstand gewonnen wurde. Das Bild zeigt die thermische Dehnung des Materials und die Schallaktivität (SE)<sup>+</sup> als Funktion der Temperatur.

---

<sup>+</sup>) Unter Schallaktivität ist eine gemessene Schallimpulsrate zu verstehen: Bild 16 zeigt daher im logarithmischen Maßstab die Anzahl der Impulse pro Zeiteinheit (2 min).

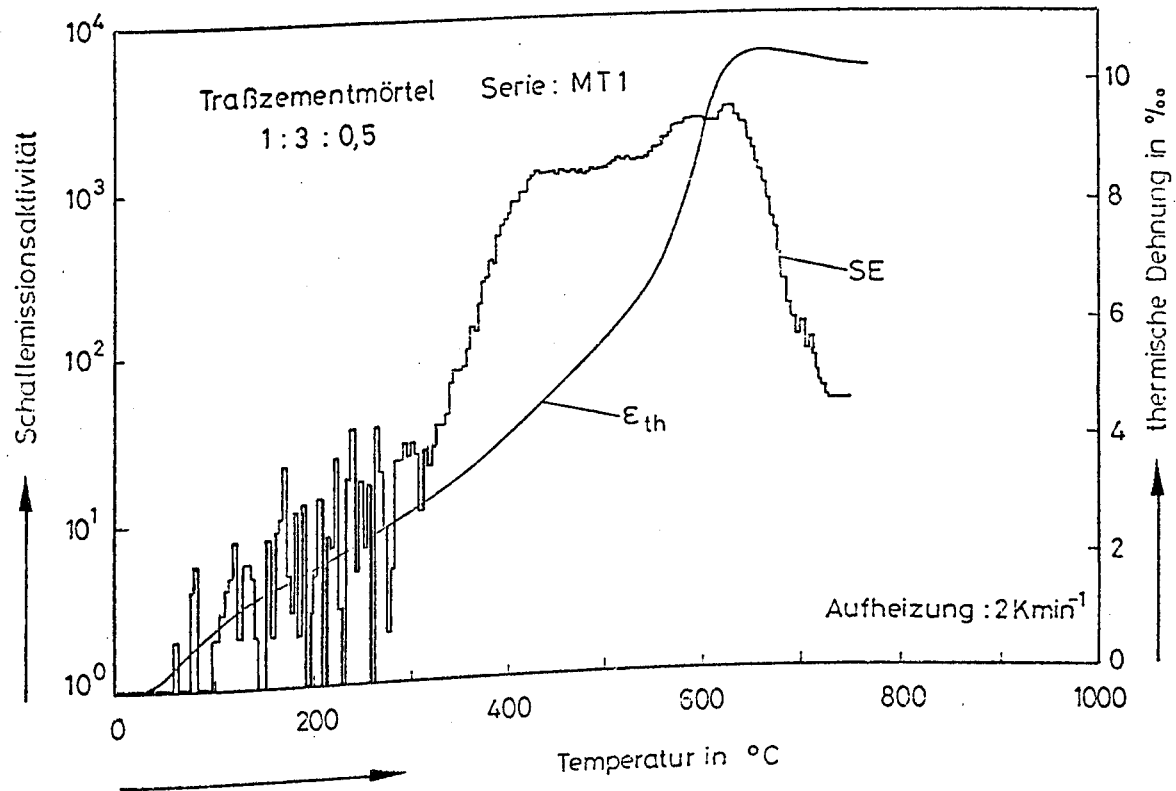


Bild 16 Schallemissionsaktivität und thermische Dehnung eines Zementmörtels als Funktion der Probetemperatur.

Wie man sieht, läßt sich der Temperaturgang der Schallemissionsaktivität in mehrere deutlich verschiedene Bereiche unterteilen, deren Zuordnung zu Vorgängen im Beton, z. B. an Hand des Verlaufs der thermischen Dehnung sowie an Hand der bisherigen Kenntnisse über das Verhalten der Beton- bzw. Mörtelkomponenten vorgenommen werden kann.

Im Temperaturbereich bis knapp  $350^{\circ}$  wird nur eine geringe, stochastisch auftretende SE gemessen. Offenbar werden hier durch Mikrorisse lokale Spannungspitzen frei, deren Ursachen im austrocknungsbedingten Schwindverhalten des Zementsteins zu suchen sind. Oberhalb dieser Temperatur bis etwa  $420^{\circ}\text{C}$  kommt es zu einer raschen Zunahme der SE, was offenbar mit der nunmehr erheblichen Diskrepanz im temperaturabhängigen Verformungsverhalten der Komponenten (s. Bild 9) zusammenhängt. Die hierbei entstehenden Risse schließen sich nach Abkühlung nicht mehr und lassen sich mit der Hg-Porosimetrie bestimmen (s. Bild 14).

Der Bereich von  $420 - 550^{\circ}\text{C}$  zeichnet sich durch eine gleichbleibend hohe Schallemissionsaktivität aus. In diesen Temperaturbereich fallen große Festigkeitsverluste. Oberhalb von  $550^{\circ}\text{C}$  bis etwa  $650^{\circ}$  kommt es nochmals zu einer kräftigen Zunahme der SE, was offenbar ebenso wie die Änderung der thermischen Dehnung in diesen Bereich mit der Quarzinversion bei  $573^{\circ}\text{C}$  (vergl. Abschnitt 2.6) zusammenhängt.

Oberhalb dieser Temperaturen geht die Schallemissionsaktivität zurück, was sicher einerseits mit dem Rückgang des thermischen Ausdehnungskoeffizienten des Zuschlags (Quarzit), andererseits auch auf die weit fortgeschrittene Zerstörung des Betons hinweist. Da der Beton bzw. Mörtel bei diesen Schädigungstemperaturen nur noch Haufwerkscharakter [19] besitzt, wird dem weiteren Ausdehnen der Komponenten kein wesentlicher Widerstand mehr entgegengesetzt, der zu lokaler Rißbildung und Mikrobrüchen führen könnte.

### 3. Auswirkungen hoher Temperaturen auf die Kriecheigenschaften von Beton

#### 3.1 Allgemeines

Beton gehört zur Vielzahl jener festen Materialien, die unter konstanter Last zeitabhängige Verformungen zeigen. Derjenige Anteil der auftretenden Gesamtdeformation, der nach Abzug der elastischen Dehnung  $\epsilon_{el}$  und des lastunabhängigen Schwindens  $\epsilon_s$  verbleibt, wird allgemein als "Kriechverformung"  $\epsilon_{kr}$  bezeichnet <sup>+)</sup> .

Das Kriechen von Beton unter erhöhten Temperaturen wurde bereits von einer Vielzahl von Forschern untersucht. Vorzugsweise handelt es sich dabei jedoch um Untersuchungen im Temperaturbereich von 20°C bis 100°C, die im Zusammenhang mit der Entwicklung und Erstellung von Kernkraftwerken durchgeführt wurden. Eine zusammenfassende Darstellung dieses Fragenkomplexes wurde 1970 von Geymayer [28] und 1974 von Eibl et al. [29] gegeben. Kriechuntersuchungen bei konstanten Temperaturen deutlich über 100° C wurden dagegen bislang nur selten durchgeführt. Eine knappe Darstellung der auf diesem Gebiet vorliegenden Arbeiten ist in [30] zu finden. Insbesondere sind Hochtemperaturversuche an Leichtbeton nur wenig bekannt.

Auf die Erscheinung des Hochtemperaturkriechens unter instationärer Temperatureinwirkung wurde 1963 erstmalig von Hansen [31] aufgrund von Biegeuntersuchungen an Zementmörtelproben hingewiesen. Es wurde festgestellt, daß bei einer relativ raschen Aufheizung von belasteten Betonproben nichtelastische Verformungen auftreten, die ein Vielfaches der aufgrund stationärer Kriechversuche zu erwar-

---

<sup>+)</sup>  Dabei wird im allgemeinen stillschweigend vorausgesetzt, daß der Kriechvorgang isotherm abläuft.

tenden Verformungswerte betragen. Zu den gleichen Erkenntnissen haben die 1967 von Fischer [32] vorgelegten Untersuchungsergebnisse an druckbeanspruchten Mörtel- und Betonproben unter instationärer Temperatureinwirkung geführt.

Im Sonderforschungsbereich 148 der Technischen Universität Braunschweig wird das Verformungsverhalten von Beton unter instationärer Temperatureinwirkung seit 1972 intensiv studiert. In zahlreichen Arbeiten [33 bis 41] wurde über die Ergebnisse dieser Bemühungen berichtet. Vorzugsweise handelt es sich dabei um Veröffentlichungen von experimentellen Ergebnissen und Erfahrungen, die darauf gerichtet sind, der interessierten Fachwelt möglichst rasch einen Überblick über die praktisch relevanten Zusammenhänge zu verschaffen.

Es war jedoch von vornherein klar, daß im Rahmen dieser Arbeiten ebenfalls weitergehende theoretische Studien durchzuführen sind mit dem Ziel, die im Hochtemperaturbereich beobachteten Effekte zu analysieren und im Rahmen einer auf werkstoffkundlicher Basis gestützten Theorie so umfassend wie möglich zu beschreiben. Arbeiten dieser Art liegen bereits vor [1, 6, 19] .

Im folgenden soll über einen Teil der theoretisch orientierten Untersuchungen dieser Art berichtet werden [2]. Als Grundlage für die nachstehenden Betrachtungen soll hierbei folgender verallgemeinerter Verformungsverlauf für ein unter Druckbeanspruchung stehendes Bauteil über die gesamte Lebensdauer angenommen werden: Zum Zeitpunkt  $t = t_1$  erfährt das Bauteil eine bestimmte Belastung, woraus zunächst eine elastische Verformung resultiert, der sich über die Lebensdauer des Bauwerks zusätzliche Verformungen überlagern, die im einfachsten Fall nur aus Kriechverformungen bestehen, im allgemeinen jedoch aus einer Superposition verschiedener

Einzelverformungen zu bilden sind<sup>+)</sup>. Zum Zeitpunkt  $t_2$  tritt der Katastrophenfall ein, d. h. die ursprüngliche Annahme einer konstanten Temperatur wird verlassen, und zu den bereits akkumulierten Bauteilverformungen treten neue Verformungen hinzu. Die lastbezogenen Gesamtverformungen nehmen unter diesen Bedingungen lawinenartig zu, wodurch zum Zeitpunkt  $t_3$  z. B. durch Überschreiten der zulässigen Verformungen oder Verformungsgeschwindigkeiten das Versagen des Bauteils eingeleitet wird.

Ausgehend von dieser Vorstellung wird zunächst gezeigt, welche theoretischen Voraussetzungen einzuhalten bzw. zweckmäßigerweise zugrunde zu legen sind, um den so skizzierten Verformungsablauf zu beschreiben. Das Ziel dieser Überlegungen ist die Aufstellung einer allgemeinen Kriechgleichung für Beton, die diesen Verformungsverlauf umfaßt.

Die Zeitintervalle  $t_1 < t < t_2$  und  $t_2 < t < t_3$  sollen der Vereinfachung halber mit Bereich I und Bereich II benannt werden.

Der Schwerpunkt der angestrebten Formulierung einer solchen Beziehung liegt allerdings eindeutig im Bereich II, d. h. es sind vor allem die unter instationären Temperatureinwirkungen auftretenden Materialverformungen anzugeben. Dabei wird von der im allgemeinen sicherlich richtigen Annahme ausgegangen, daß

$$t_3 - t_2 \ll t_2 - t_1 \quad (3.1)$$

ist. Weiterhin sei im Bereich II ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Temperatur im Beton und der Zeit  $t$

---

<sup>+) Auf das Schwinden und thermisch bedingte Verformungen des Betons wird aus Gründen der Übersicht zunächst nicht weiter eingegangen; es werden nur die lastabhängigen Verformungen diskutiert.</sup>

vorgegeben:

$$d\vartheta = g'(t) \cdot dt, g'(t) > 0 \quad (3.2)$$

und

$$dt = f'(\vartheta) \cdot d\vartheta, f'(\vartheta) > 0 \quad (3.3)$$

### 3.2 Theoretische Voraussetzungen

#### 3.2.1 Kriechen bei stationären Temperaturen

Zur Veranschaulichung der Erscheinung, daß bei Belastung bzw. Dauerbelastung von Beton die Verzerrungen des Werkstoffs mit der Zeit zunehmen, ist eine Beziehung der Form

$$f(\varepsilon, \sigma, t, \vartheta) = 0 \quad (3.4)$$

erforderlich, wobei die Temperatur  $\vartheta$  zunächst nur als konstanter Parameter aufgefaßt wird. Die obige Gleichung ist allerdings erst dann anwendbar, wenn ihr eine bestimmte Struktur zugeordnet wird, d. h. wenn die Differential- und Integraloperatoren der Funktionen  $\varepsilon$ ,  $\sigma$  und  $t$  bekannt sind. Solche Funktionen lassen sich anhand von Kriechtheorien gewinnen, wobei gegenwärtig im allgemeinen von folgenden Grundannahmen ausgegangen wird:

- a) das Material wird als homogener isotroper Körper betrachtet;
- b) die Beziehungen zwischen Kriechverformung und Spannung sind linear;
- c) die Anwendung des Boltzmannschen Superpositionsprinzips ist erlaubt.



Die erste Annahme ist bei Beton sicherlich nicht erfüllt. Weiterhin konnte in zahlreichen experimentellen Untersuchungen nachgewiesen werden, daß auch die beiden letzten Annahmen, selbst im Bereich der Gebrauchsspannungen bei Raumtemperatur, nur näherungsweise gelten. Im Hochtemperaturbereich kann somit voraussichtlich auch nicht von einer allgemeinen Gültigkeit der oben zitierten Grundannahmen ausgegangen werden - über diesbezügliche Ergebnisse und Erfahrungen wird anhand eigener Versuche im Abschnitt 3.3.2 berichtet -, so daß die Basis für eine umfassende, wirklichkeitsnahe Beschreibung der Kriechphänomene vergleichsweise klein ist.

Im folgenden wird der Koordinatenursprung der Zeit in den Zeitpunkt der Fertigstellung des Betons gelegt. Das Betonalter wird mit der Koordinate  $\tau$  bezeichnet und der Moment, für den die Verformung bestimmt wird, mit der Koordinate  $t$ . Für die gesamte einaxiale Verformung eines prismatischen Körpers unter einer Einheitslast ( $\sigma = 1$ ), die vom Betonalter  $\tau$  bis zum Zeitpunkt  $t$  aufrechterhalten wurde, erhält man dann:

$$I(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \quad (3.5)$$

Insbesondere gilt hierbei

$$C(t, t) = 0 \quad (3.6)$$

sowie

$$\int_{\tau}^{\infty} \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \leq 0, \quad (3.7)$$

weil die Zunahme des Kriechens mit dem Betonalter für alle Zeiten  $t$  immer kleiner Null ist. Für den allgemeinen Fall, daß der Beton zum Zeitpunkt  $t_1$  mit einer zeitlich veränderlichen Spannung  $\sigma(t)$  belastet wird, erhält man aufgrund

des Superpositionsprinzips

$$\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot I(t, \tau) \cdot d\tau. \quad (3.8)$$

Durch partielle Integration ergibt sich daraus die von Trost [42] angegebene Form der Kriechgleichung

$$\varepsilon(t) = \sigma(t_1) \cdot I(t, t_1) + \int_{t_1}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot I(t, \tau) \cdot d\tau, \quad (3.9)$$

die bei Wahl eines anderen Integrationsweges in die Form

$$\varepsilon(t) = \sigma(t) \cdot I(t, t) - \int_{t_1}^t \sigma(\tau) \cdot \frac{\partial I(t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (3.10)$$

gebracht werden kann. Da im Bereich  $t_1 \leq \tau \leq \infty$

$$\frac{\partial I(t, \tau)}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial \tau} \left( \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right) \leq 0 \quad (3.11)$$

ist, wird die Kriechverformung somit immer positiv, solange  $\sigma(t) > 0$  ist. Mit (3.5) und (3.6) erhält man aus (3.10) schließlich

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{t_1}^t \sigma(\tau) \cdot \frac{\partial I(t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (3.12)$$

Damit ist eine allgemeine Kriechgleichung gefunden, die eine Beschreibung des isothermen Kriechablaufs eines Betonbauteils ohne Einschränkungen erlaubt.

### 3.2.2 Kriechen bei instationären Temperaturen

Eine der im vorhergehenden Abschnitt abgeleiteten Kriechgleichung für Beton äquivalente Beziehung für den Fall einer instationären Temperatureinwirkung ist bisher nicht bekannt. Erst die Untersuchungsergebnisse, die im Rahmen des Teilprojektes B3 des Sonderforschungsbereichs 148 gewonnen wurden, haben diesbezüglich zu neuen Erkenntnissen

geführt. Für den allgemeinen Fall des Kriechens unter beliebiger Temperatureinwirkung erhält man das folgende totale Differential:

$$d\varepsilon = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma} \cdot d\sigma + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot dt + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot d\vartheta \quad (3.13)$$

oder unter Einbeziehung von Gl. (3.2)

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot g'(t) \quad (3.14)$$

Betrachtet wird nun nur noch der letzte Term in Gl. (3.14), wobei die folgenden Substitutionen durchgeführt werden:

$$t = \eta(u, v) = f(u) \quad (3.15)$$

$$\vartheta = \xi(u, v) = g(v) \quad (3.16)$$

Für die partiellen Ableitungen ergeben sich dann die Ausdrücke

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial u} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot \frac{\partial f(u)}{\partial u} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot \frac{\partial g(v)}{\partial u} \stackrel{=0}{=} \quad (3.17)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial v} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot \frac{\partial f(u)}{\partial v} \stackrel{=0}{=} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot \frac{\partial g(v)}{\partial v} \quad (3.18)$$

Durch eine weitere Substitution mit  $u = \vartheta$  und  $v = t$  erhält man schließlich

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot f'(\vartheta) \rightarrow \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot d\vartheta = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot dt \quad (3.19)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot g'(t) \rightarrow \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot dt = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot d\vartheta \quad (3.20)$$

Unter diesen Voraussetzungen, d. h. im instationären Fall, ergibt sich für die lastabhängigen Gesamtverformungen anstelle von Gl. (3.13) bzw. (3.14) aufgrund der Identitäten

von Gl. (3.19) bzw. (3.20) das folgende totale Differential

$$d\varepsilon = \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma}\right)_t \cdot d\sigma + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}\right)_\sigma \cdot dt \quad (3.21)$$

Die Gesamtverformung des Betons ist entsprechend dieser Gleichung somit lediglich aus zwei Anteilen zu bilden. Unter der Annahme, daß die nichtelastische Verformung im Intervall  $t \leq \tau \leq t + \Delta t$  durch eine Funktion  $J(\bar{\sigma}, t)$  beschrieben werden kann<sup>+</sup>), erhält man gemäß Abbildung 17:

$$\frac{\varepsilon(t+\Delta t) - \varepsilon(t)}{\Delta t} = \frac{1}{E(t)} \cdot \frac{\sigma(t+\Delta t) - \sigma(t)}{\Delta t} + \sigma \cdot \frac{J(\bar{\sigma}, t+\Delta t) - J(\bar{\sigma}, t)}{\Delta t} \quad (3.22)$$

Für den Grenzwert  $\lim_{\Delta t \rightarrow 0}$  erhält man daraus

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E(t)} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \sigma \cdot \left(\frac{\partial J(\bar{\sigma}, t)}{\partial t}\right)_\sigma \quad (3.23)$$

Ein Vergleich von (3.21) und (3.23) zeigt, daß die Klammerausdrücke von Gl. (3.21) Materialeigenschaften beschreiben, die unter ganz bestimmten Randbedingungen zu ermitteln sind. Der erste Term in (3.21) beinhaltet offenbar einen elastischen Anteil.

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma}\right)_t = \frac{1}{E(t)} \quad (3.24)$$

<sup>+</sup>) Die Annahme ist zulässig, weil über  $J(\bar{\sigma}, t)$  zunächst lediglich vorausgesetzt wird, daß es für konstante Spannungen  $\sigma$  gilt. Da die Kriechverformung infolge stationären Kriechens in dem Zeitintervall  $t_2 < t < t_3$  im allgemeinen viel kleiner ist als die Verformungen durch instationäres Kriechen für  $t \geq t_2$ , kann dieser Anteil entweder ganz vernachlässigt werden, oder er wird pauschal in  $J(\bar{\sigma}, t)$  einbezogen, wodurch sich besonders einfache Beziehungen ergeben.

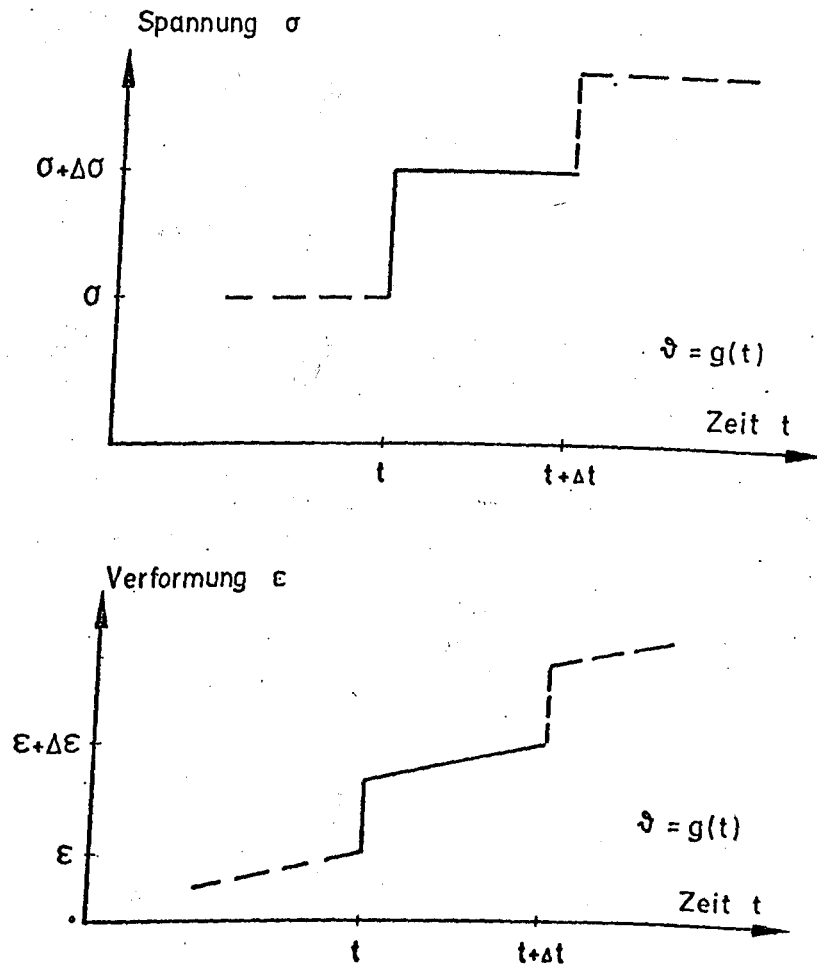


Bild 17 Verformung einer Betonprobe bei veränderlichen Spannungen und ansteigenden Temperaturen

wobei die Zeit  $t$  über Gl. 3.2 mit der Temperatur verknüpft ist. Der zweite, nichtelastische Verformungsanteil wird zunächst durch Vergleich von Gl. (3.21) und (3.23) umgeschrieben, und es ergibt sich

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}\right)_{\sigma} = \sigma \cdot \left(\frac{\partial J(\bar{\sigma}, t)}{\partial t}\right)_{\sigma} \quad (3.25)$$

Die Gleichungen (3.24) und (3.25) können addiert werden, und nach Integration der so erhaltenen Beziehung erhält man

$$\varepsilon - \varepsilon_0 = \int_{\sigma_0=0}^{\sigma} \frac{1}{E(t)} d\sigma + \int_{t_0=0}^t \sigma \cdot \left( \frac{\partial J(\bar{\sigma}, t)}{\partial t} \right)_{\sigma} dt \quad (3.26)$$

Darin sind  $\sigma$ ,  $E$  und  $J$  Funktionen der Zeit, die entsprechend den allgemeinen Voraussetzungen jedoch auf bestimmte Weise mit der Temperatur verknüpft sind. Durch Einführung einer zunächst noch beliebigen Temperatur-Zeit-Funktion läßt sich zeigen, daß die Gleichung

$$\varepsilon - \varepsilon_0 = \int_{t_0=0}^t \left\{ \frac{\dot{\sigma}(t)}{E(t)} + \sigma(t) \cdot \frac{\partial J(\bar{\sigma}, t)}{\partial t} \right\}_{\sigma} dt \quad (3.27)$$

auch als reine Temperatur- und Spannungsbeziehung aufgefaßt werden kann. Für den Sonderfall einer linearen Temperaturfunktion<sup>+)</sup>

$$\vartheta = w \cdot t + \vartheta_0 \quad (3.28)$$

ergibt sich nach einigen Umformungen

$$\varepsilon - \varepsilon_0 = \int_{\vartheta_0}^{\vartheta} \left\{ \frac{\sigma' \left( \frac{\vartheta - \vartheta_0}{w} \right)}{E \left( \frac{\vartheta - \vartheta_0}{w} \right)} + \sigma \left( \frac{\vartheta - \vartheta_0}{w} \right) \cdot \left( \frac{\partial J}{\partial \vartheta} \right)_{\sigma} \right\} d\vartheta, \quad (3.29)$$

d. h., die für den Fall instationärer Temperaturen gültige Verformungsbeziehung ist nur noch von der Temperatur und der Betonausnutzung abhängig, eine im Hinblick auf die praktische Anwendung außerordentlich nützliche Eigenschaft.

<sup>+)</sup>  Die Einführung einer linearen Temperaturfunktion ist keine Einschränkung hinsichtlich der Allgemeingültigkeit der Beziehung, weil sich jede Temperaturfunktion offenbar durch Superposition vieler linearer Funktionen erzeugen läßt. Für nichtlineare Umformungen wird die "Theorie" u.U. jedoch extrem unhandlich.

### 3.2.3 Ableitung einer allgemeinen Kriechgleichung für Beton

Mit Hilfe der in Abschnitt 3.2.1 und 3.2.2 abgeleiteten Beziehungen läßt sich nunmehr der gesamte Verformungsablauf eines Betonbauteils über seine Lebensdauer beschreiben, wobei vereinbarungsgemäß nur die lastabhängigen Verformungen betrachtet werden. Aus Gl. 3.12 und (3.27) erhält man unter Beachtung der jeweils maßgebenden Integrationsgrenzen

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \int_0^{t \leq t_3} \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} \cdot d\tau - \int_{t_1}^{t \leq t_2} \sigma(\tau) \cdot \frac{\partial I(t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \\ & + \int_{t_2}^{t_2 \leq t < t_3} \sigma(\tau) \cdot \frac{\partial J(\bar{\sigma}, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \end{aligned} \quad (3.30)$$

Die gesamte Kriechgleichung umfaßt somit 3 Terme. Sie gilt zunächst noch ganz allgemein, da über die Funktion  $I(t, \tau)$  und  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  nichts gesagt ist. Lediglich der Integrationsweg ist durch den anfangs festgelegten Verformungsverlauf vorgegeben. Es ist jedoch vorstellbar, daß mit dieser Beziehung auch solche thermischen Beanspruchungen beschrieben werden, die einen anderen zeitlichen Ablauf besitzen. In einem solchen Fall wäre es nur erforderlich, die Integrationsgrenzen entsprechend zu ändern bzw. durch Einführung eines weiteren Bereichs mit konstanten Temperaturen zu erweitern und für  $I(t, \tau)$  bzw.  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  entsprechende Funktionen zu bestimmen.  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  würde dabei beispielsweise den Kriechvorgang bis zum Erreichen eines stationären Betriebszustands beschreiben.

Der erste Term in Gl. (3.30) umfaßt einen rein elastischen Verformungsanteil. Er ist für alle Zeiten  $t > t_1$  größer Null und nimmt im Katastrophenfall<sup>+)</sup>  erfahrungsgemäß relativ große Werte an, weil der Elastizitätsmodul - jedenfalls bei Betonen praxisüblicher Zusammensetzung - mit steigender Temperatur rasch abnimmt.

Der zweite Term in Gl. (3.30) beschreibt das isotherme Kriechen unter veränderlicher Last und kann im Normalfall, d. h. bei einer konstanten Umgebungstemperatur von 20°C anhand der CEB/FIP-Richtlinien [43] oder Spannbetonrichtlinien [44] abgeschätzt werden. Im Prinzip umfassen die ersten beiden Terme der Gl. (3.30) auch solche Beziehungen, wie sie beispielsweise von Alda [45] zur Beschreibung des isothermen Kriechens bei beliebig veränderlichen Spannungsgeschichten angegeben werden.

Der dritte Term in Gl. (3.30) erfaßt die sogenannten Übergangsverformungen, die nur bei instationärer Temperatureinwirkung auftreten. Das Wort "Übergang" soll in diesem Zusammenhang darauf einen Hinweis geben, daß sich das Material in einem Übergangszustand befindet, der zwar nicht notwendigerweise zum Materialbruch führt, im übrigen aber ehestens mit dem aus der Metallkunde bekannten Phänomen des tertiären Kriechens zu vergleichen ist. Das Übergangskriechen ist nach der hier gewählten Definition grundsätzlich von dem im angelsächsischen Sprachraum gebräuchlichen "transitional thermal creep" zu unterscheiden. Der letztgenannte Ausdruck geht auf die Arbeiten von Illston und Sanders [46] zurück, die sich, wie bereits vorn schon erwähnt wurde, mit der Frage des Torsionskriechens von Beton bei veränderlichen Temperaturen befaßt haben.

<sup>+)</sup>  Als Katastrophenfall ist hier vorzugsweise der Lastfall "Brand" mit Betontemperaturen bis etwa 1000°C gemeint.



An dieser Stelle soll kurz erläutert werden, in welchen Punkten sich die Vorgehensweise in [46] von der hier gewählten Methode unterscheidet. Illston definiert als "transitional thermal creep" einen Verformungsterm, der im Fall einer Temperaturänderung gegenüber dem isothermen Kriechterm zusätzlich auftritt, d. h. er setzt mehrere Verformungsterme additiv zusammen, um die bei veränderlichen Temperaturen auftretende Gesamtverformung zu beschreiben. In den vorstehenden Abschnitten, insbesondere in Abschnitt 3.3.3, wurde jedoch gezeigt, daß aus theoretischer Sicht zunächst keine Veranlassung besteht, die Kriechfunktion im instationären Fall in mehrere Einzeltermine aufzuspalten. Bei der Herleitung der entsprechenden Beziehungen wurde lediglich einschränkend vorausgesetzt, daß die Kriechfunktion  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  unter Beachtung der jeweiligen thermischen Randbedingungen bestimmt wird.

Die hier gewählte Vorgehensweise entspricht somit dem in der Thermodynamik üblichen Verfahren, die zur Beschreibung des Verhaltens von Systemen erforderlichen Parameter auf den Zustand des Systems abzustimmen. Ein wesentlicher Vorteil, der sich zwangsläufig daraus ergibt, liegt darin, daß sich schließlich vergleichsweise einfache Beziehungen zur Beschreibung des Systemverhaltens ergeben. Es wird noch gezeigt, daß dies auch im vorliegenden Fall zutrifft.

Die in Gl. (3.30) angegebenen Funktionen  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  bzw.  $(\partial J(\bar{\sigma}, \tau) / \partial \tau)_{\bar{\sigma}}$  sind bisher nicht bekannt. Ein Ziel der folgenden Untersuchungen ist somit die Gewinnung von Kriechfunktionen für den thermischen Übergangsbereich (s. hierzu insbesondere Abschnitt 3.4). Die Funktionen sollen anhand neuer, teilweise jedoch auch schon veröffentlichter, eigener Forschungsergebnisse entwickelt werden, und zwar sowohl für Konstruktionsleichtbeton als auch für Normalbetone.

Ein Vorteil der unter (3.30) angegebenen allgemeinen Kriechbeziehungen für Beton wird darin gesehen, daß die bekannten Materialgleichungen des Gebrauchslastfalls durch einen einzigen Term ergänzt werden müssen, um von dem Gebrauchszustand in den Katastrophenzustand überzugehen. Darüber hinaus wurde für den letztgenannten Fall sogar eine Beziehung abgeleitet, die formal mit den bereits bekannten Beziehungen des Gebrauchszustandes große Ähnlichkeit aufweist, so daß sich im Prinzip keine neuerlichen Überlegungen hinsichtlich ihrer praktischen Anwendung ergeben. Wenngleich man den instationären Verformungsterm aus Gründen der Übersicht bei der praktischen Anwendung eher als temperaturabhängige Beziehung formulieren wird, besteht hierzu, wie Gl. (3.29) zeigt, keine generelle Veranlassung.

### 3.3 Kriechen bei stationären Temperaturen

#### 3.3.1 Vorbemerkungen

Es wurde bereits erwähnt, daß die isotherme Kriechfunktion  $I(t, \tau)$  bei Raumtemperatur für den baupraktischen Bereich mit ausreichender Genauigkeit anhand bestehender Richtlinien abgeschätzt werden kann. Im Fall des isothermen Kriechens bei erhöhten Temperaturen liegen die Dinge dagegen grundsätzlich anders, weil entsprechende Vorschriften nicht vorliegen. Man ist im Anwendungsfall somit gezwungen, gesonderte Untersuchungen durchzuführen, sofern für den speziellen Fall keine Vergleichswerte aus der Literatur bekannt sind. Obwohl der Schwerpunkt dieser Arbeit auf dem Gebiet des nichtisothermen Kriechens von Beton liegt, ist es notwendig und sinnvoll, im Rahmen einer solchen Studie auch zu dem erstgenannten Phänomen Stellung zu nehmen. Dabei kommt es in erster Linie darauf an, vorliegenden Datenmaterial einzuordnen und zu diskutieren und dieses, soweit es zweckmäßig und erforderlich erscheint, durch eigene Messungen zu ergänzen.

Wie bereits im einleitenden Teil dieses Kapitels angedeutet, wurden die Kriechphänomene im Beton bei niedrigeren Temperaturen  $20^{\circ}\text{C} \leq \vartheta \leq 100^{\circ}\text{C}$  bereits von einer Vielzahl von Autoren beschrieben. Temperaturbelastungen in diesem Bereich kommen tatsächlich in der Praxis recht häufig vor, z. B. bei Kernkraftwerken o. ä.. Für die Verformungsvorgänge im Katastrophenfall Brand haben diese Untersuchungen jedoch nur verhältnismäßig geringe Bedeutung, da die vorliegenden Erfahrungen aus natürlichen Bränden und Normbrandversuchen zeigen, daß es in so einem Fall im Innern der Betonbauteile zu Temperaturen kommt, die weit über  $100^{\circ}\text{C}$  hinaus gehen.

### 3.3.2 Kriechen von Beton bei Temperaturen $> 100^{\circ}\text{C}$

Das isotherme Kriechen von Beton bei Temperaturen deutlich über  $100^{\circ}\text{C}$  ist bisher nur relativ selten untersucht worden. Bei derart hohen Temperaturen wird der Bereich der praktischen Anwendung von Stahlbeton allmählich verlassen, obwohl entsprechend DIN 1045 Beton durchaus bis zu  $250^{\circ}\text{C}$  angewendet werden darf. Allerdings ist von vornherein klar, daß oberhalb  $100^{\circ}\text{C}$  das Material beim erstmaligen Erwärmen sukzessive entwässert wird<sup>†)</sup>, woraus sich naturgemäß erhebliche Konsequenzen bezüglich der Festigkeits- und Verformungseigenschaften ergeben. In den folgenden Abschnitten wird darüber berichtet.

Auf Bild 18 sind einige wesentliche Ergebnisse von isothermen Kriechmessungen an unversiegelten Betonproben, die derzeit auf dem Hochtemperaturgebiet vorliegen, zusammengestellt. Angegeben sind bezogene Kriechwerte. Als Bezugswerte dienen die jeweils bei Raumtemperatur an Vergleichskörpern ermittelten Kriechverformungen. Man erkennt daran, daß bei  $300^{\circ}\text{C}$  Kriechverformungen zu erwarten sind, die ungefähr das Drei- bis Sechsfache der bei Raumtemperatur auftretenden Werte betragen. Der weite Streubereich auf Bild 18,

<sup>†)</sup> s. Waubke [1]

der vor allem auf große Unterschiede in den Versuchsparametern zurückzuführen ist, macht allerdings deutlich, daß diese Meßergebnisse für die Praxis nur grobe Richtwerte liefern können. In einem konkreten Anwendungsfall sind darüber hinaus sicherlich zusätzliche Messungen erforderlich.

Bei der Beurteilung der Meßergebnisse von Bild 18 ist zu beachten, daß - abgesehen von Maréchal's Untersuchungen [47] die mit bei 105°C vorgetrockneten Proben durchgeführt wurden - bei den übrigen Versuchen jeweils Probekörper mit unterschiedlicher Vorlagerung Verwendung fanden und somit keine einheitlichen Ausgangsfeuchten in den einzelnen Betonen vorgelegen haben dürften. Außerdem waren die Proben unterschiedlich belastet. Die Temperierung erfolgte mit zum Teil nicht bekannter Aufheizrate, vor der Belastung der Proben bei Versuchstemperatur. Die möglichen Auswirkungen derartiger Unterschiede auf die Versuchsergebnisse sind nicht bekannt. Daß im übrigen alle Versuche an Betonen unterschiedlicher Zusammensetzung durchgeführt wurden, sei in diesem Zusammenhang ebenfalls erwähnt. Auf Bild 18 ist als Hinweis dazu der jeweils verwendete Betonzuschlag angegeben.

Die vorliegenden Ergebnisse aus Kriechuntersuchungen bei Temperaturen  $> 100^{\circ}\text{C}$  sind somit außerordentlich begrenzt, und es bot sich an, diesbezüglich eine ganze Reihe verschiedener Untersuchungen durchzuführen. Insbesondere waren der Einfluß der Vorlagerung, der Betonausnutzung, der anelastischen Rückkriechverformungen und der Belastungsbedingungen in der Aufheizphase zu betrachten. Da über Hochtemperaturuntersuchungen dieser Art an Konstruktionsleichtbetonen in der Literatur bisher kaum berichtet wird, lag es nahe, auch solche Betone mit in das Untersuchungsprogramm einzubeziehen. Im folgenden wird zuerst über die Leichtbetonuntersuchungen berichtet. Daran anschließend werden die an Normalbeton durchgeführten Arbeiten diskutiert.

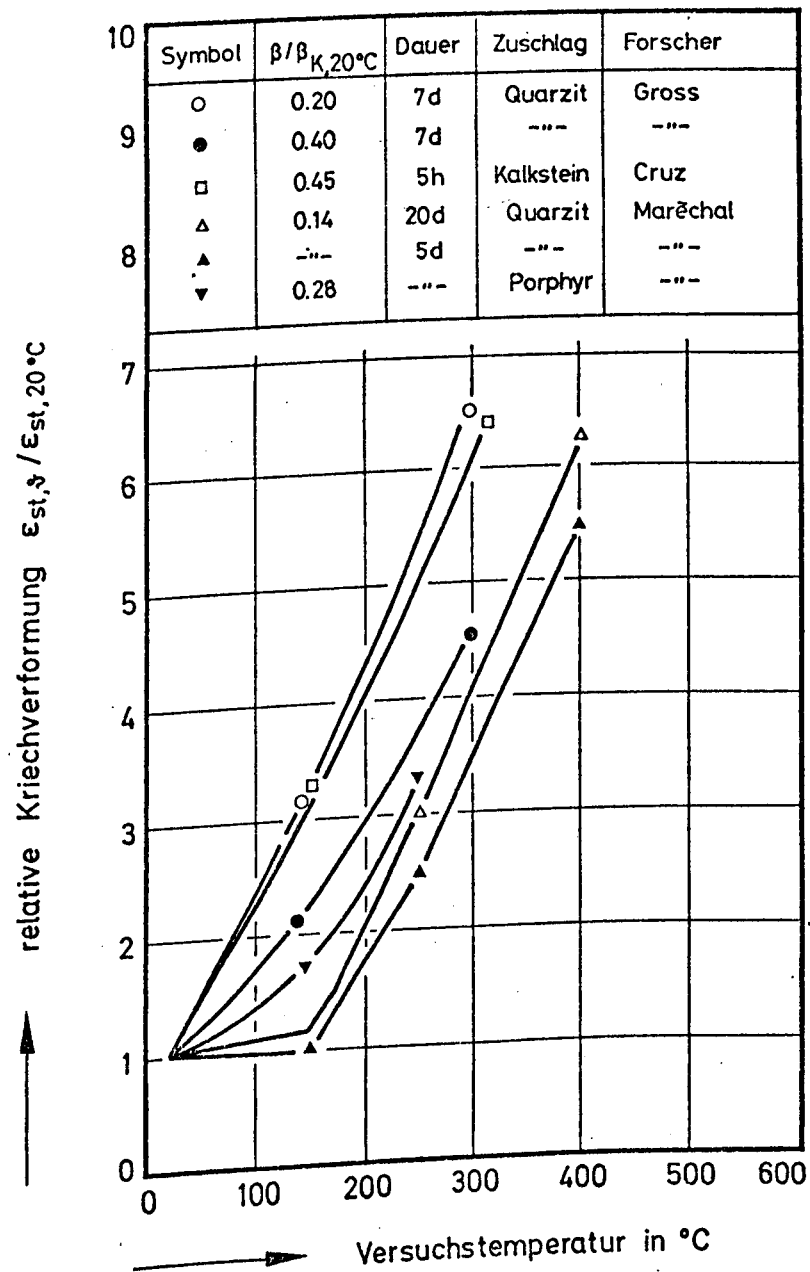


Bild 18 Relative Kriechverformungen von Normalbeton bei hohen Temperaturen.

Die Kriechversuche mit Leichtbeton wurden an einem Konstruktionsbeton mit Blähtonzuschlag durchgeführt. Die Rohdichte des Betons betrug  $1300 \text{ kg/m}^3$ . Die 28-Tage-Festigkeit lag bei  $25 \text{ N/mm}^2$ , wobei Würfel mit 20 cm Kantenlänge geprüft wurden. Alle betontechnologischen Parameter der geprüften Betonseien sind im übrigen im Anhang zu diesem Arbeitsbericht zusammengefaßt. Hinsichtlich Aufbau und Durchführung der Versuche wird weiterhin auf die vorliegenden Arbeiten [36, 37 und 38] verwiesen.

Für die Beurteilung der Versuchsergebnisse ist es erforderlich, die Ausgangssituation des Materials zu beschreiben. Aufgrund der Schwierigkeiten, bei Temperaturen knapp oberhalb  $100^\circ\text{C}$  reproduzierbare Messungen durchzuführen, wurden alle Probekörper vor Versuchsbeginn bei  $105^\circ\text{C}$  bis zum Gleichgewicht getrocknet, so daß im wesentlichen einheitliche Verhältnisse vorgelegen haben dürften. Im Anschluß daran wurden die Proben jeweils mit  $2 \text{ K/min}$  auf die gewünschte Versuchstemperatur gebracht, etwa 3 h bei dieser Temperatur homogenisiert und dann innerhalb weniger Sekunden mit 35 % ihrer Kurzzeitfestigkeit belastet. Anschließend wurden die Kriechverformungen über einen Zeitraum von rd. 250 h elektronisch gemessen. Die erforderlichen Vergleichsversuche bei  $20^\circ\text{C}$  wurden ebenfalls mit vorgetrockneten Proben und unter den gleichen Versuchsbedingungen durchgeführt. Es kann davon ausgegangen werden, daß während dieser Versuche in dem Labor eine relative Luftfeuchte von 50 bis 60 % vorgelegen hat.

Auf Bild 19 sind die Versuchsergebnisse dargestellt. Erwartungsgemäß traten bei  $20^\circ\text{C}$  nur sehr geringe Kriechverformungen auf, weil die Proben vorgetrocknet waren; nach Weigler [48] wären für diesen Beton unter Normalbedingungen

nach 250 h Kriechverformungen von knapp 0,5 ‰ zu erwarten. Dieser Wert wird von den vorliegenden Messungen aufgrund der Vorbehandlung unterschritten. Der Temperatureinfluß tritt bereits bei 160°C deutlich in Erscheinung. Bei 300°C haben sich die Kriechwerte gegenüber den normalen Werten bei 20°C nach Weigler [48] verdoppelt.

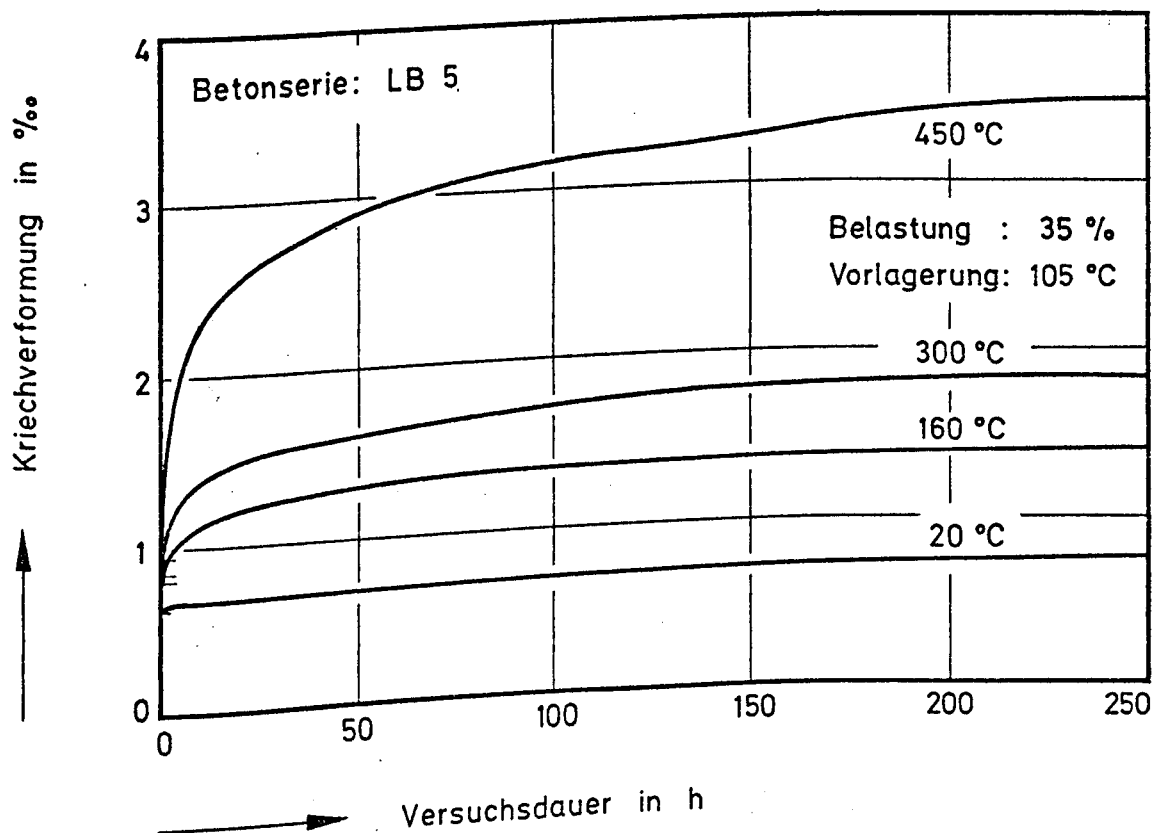


Bild 19 Hochtemperaturkriechen von Konstruktionsleichtbeton

Analytische Beschreibungen des Kriechverlaufs von Beton bei Temperaturen  $> 100^{\circ}\text{C}$  liegen bisher kaum vor. Nach Maréchal [47] läßt sich das Hochtemperaturkriechen von Beton eherstens durch eine logarithmische Beziehung der Form

$$\epsilon = C \cdot \log (t + t_0) \quad (3.31)$$

beschreiben. Eine entsprechende Auftragung der vorliegenden Werte hat allerdings nicht zu dem gewünschten Erfolg geführt. Es wurde deshalb versucht, in Anlehnung an die bei Raumtemperatur üblichen Verfahren möglichst einfache Kriechbeziehungen durch Bestimmung von  $\varphi$ -Werten zu gewinnen. Gemäß Gl. (3.5) läßt sich die Gesamtverformung von Beton bei konstanter Belastung  $\bar{\sigma}$

$$\epsilon = \frac{\bar{\sigma}}{E(t)} (1 + \varphi(t, \tau)) \quad (3.32)$$

beschreiben. Mit der Bestimmung von  $\varphi(t, \tau)$  wäre das vorliegende Problem somit gelöst.

Für die Kriechfunktion  $\varphi$  wurde in diesem Zusammenhang ein Produktansatz gewählt, wofür verschiedene Gründe maßgebend waren: Zunächst sollte sich die gewählte Kriechfunktion an solche Beziehungen anlehnen, die auch beim Raumtemperatur zum Einsatz kommen und sich dort bewährt haben. Es lag deshalb nahe, einen Ansatz gemäß den CEB/FIP-Richtlinien [43] oder Spannbeton-Richtlinien [44] zu wählen. Unser derzeitiges Wissen über das Hochtemperaturkriechen von Beton ist jedoch noch so gering, daß es gegenwärtig nicht möglich ist, für das gesamte interessierende Temperaturgebiet eine Kriechfunktion z. B. entsprechend einem Summenansatz gemäß [44] anzugeben. Vor allem sind unsere Kenntnisse über das anelastische Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen unvollständig, so daß die gesamte Problematik dieses Komplexes gegenwärtig überhaupt nicht zu übersehen ist. Insofern blieb der Pro-



duktansatz (affines Kriechen) als einzig sinnvolle Alternative. Eine weitere Vereinfachung ergab sich dadurch, daß im vorliegenden Fall das Belastungsalter  $\tau$  der Proben bei  $> 2$  Jahren lag. Die daran anschließenden Versuchsdauern waren dagegen vergleichsweise kurz, so daß das Betonalter nicht weiter in die Betrachtungen einzubeziehen war. Für die Kriechfunktion wurde somit folgender Ansatz gewählt:

$$\varphi = a \cdot t^b \quad (3.33)$$

Die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls ist dabei gemäß Bild 5 bzw. Tafel 1 angenommen worden. Als Grundlage dienten hierzu die Meßergebnisse der Versuchsreihen LB1 und LB2 mit Blähtonbeton (vergl. Anhang). Der Elastizitätsmodul wurde an zylindrischen Probekörpern ( $\emptyset = 8$  cm,  $l = 30$  cm) in Anlehnung an DIN 1048 bestimmt. Gemessen wurde nach einer vorangegangenen dreimaligen Be- und Entlastung der Sekantenanstieg im  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramm, ausgehend von Koordinatenursprung bis zum Erreichen von etwa einem Drittel der Betondruckfestigkeit.

Die aufgrund einer Regressionsrechnung ermittelten  $\varphi$ -Funktionen sind auf Bild 20 dargestellt. Der Korrelationskoeffizient lag in allen Fällen oberhalb 0,93, d. h. der angenommene Funktionstyp für  $\varphi$  kann damit als bestätigt angesehen werden. Auf Bild 20 sind neben den eigenen Meßwerten auch Kriechwerte von Weigler [48] angegebenen, um einen Vergleichswert bei 20°C zu bekommen. Die eigenen Messungen bei 20°C wurden, wie bereits erwähnt, auch an vorgetrockneten Materialproben durchgeführt und sind somit zur Beurteilung des Betonkriechens unter Normalbedingungen nicht sonderlich geeignet. Weigler [48] hat demgegenüber seine Proben teilkonserviert und bei 20°C und 60 % r. F. gelagert und geprüft.

Aus dem Bild 20 geht hervor, daß der Exponent  $b$  in Gl. (3.33) nur sehr wenig von der Temperatur abhängen wird, der wesentliche Temperatureinfluß ist somit in dem Parameter  $a$  enthalten. Abweichend von diesen Beobachtungen ist das Verhalten der vorgetrockneten, bei 20°C geprüften Betonproben. Es muß davon ausgegangen werden, daß die Probekörper während der Kriechversuche Feuchtigkeit aus ihrer Umgebung aufgenommen haben und somit kein hygrothermischer Gleichgewichtszustand im Material vorgelegen haben dürfte. Aufgrund dieser Feuchtaufnahme hat bei den Versuchen vermutlich überhaupt erst ein Kriechvorgang eingesetzt. Nach Berichten aus der Literatur zeigen bei 105 °C vorgetrocknete Betonproben nur sehr geringe Kriechverformungen, wenn sie im versiegelten Zustand geprüft werden.

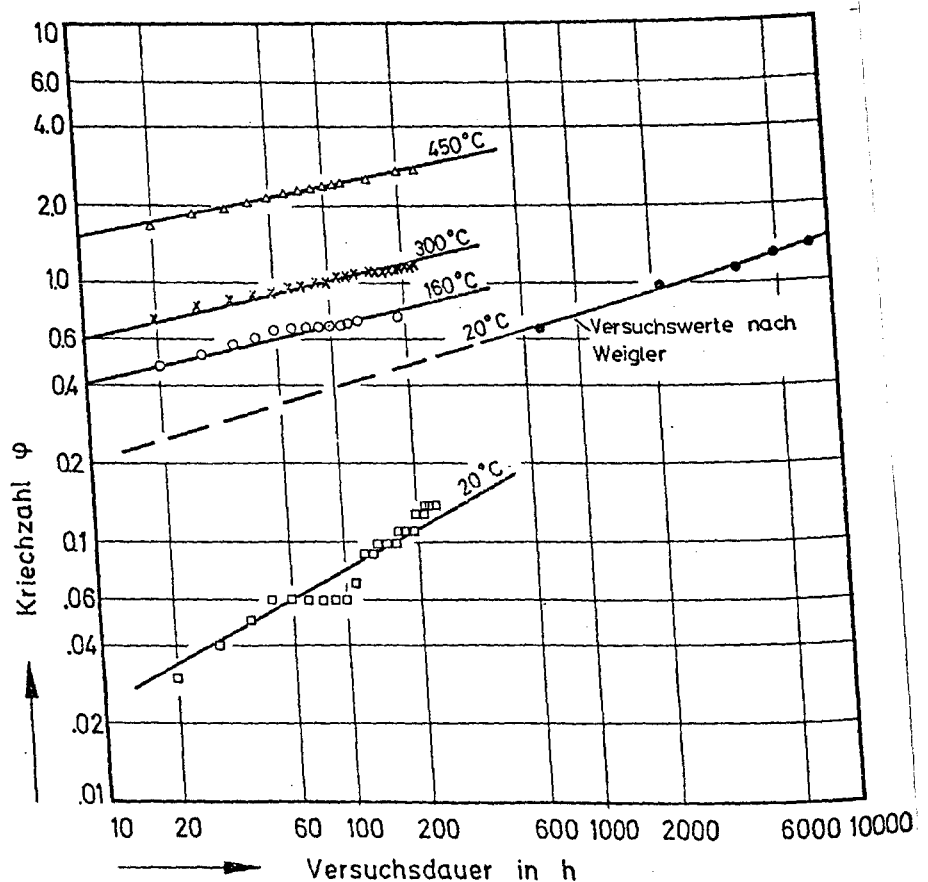


Bild 20 Kriechfunktionen von Konstruktionsleichtbeton bei verschiedenen Temperaturen für eine Belastungsstufe von 35 %

Die Parameter  $a$  und  $b$  der Kriechfunktionen  $\varphi$  sind auf Bild 21 dargestellt. Aus den vorher genannten Gründen sind bei 20° wiederum die von Weigler ermittelten Werte mit angegeben. Es ist der Eindruck entstanden, daß Versuchsdauern von 250 h bei 20°C-Versuchen nicht ausreichen, um eine aussagefähige Regression durchführen zu können.

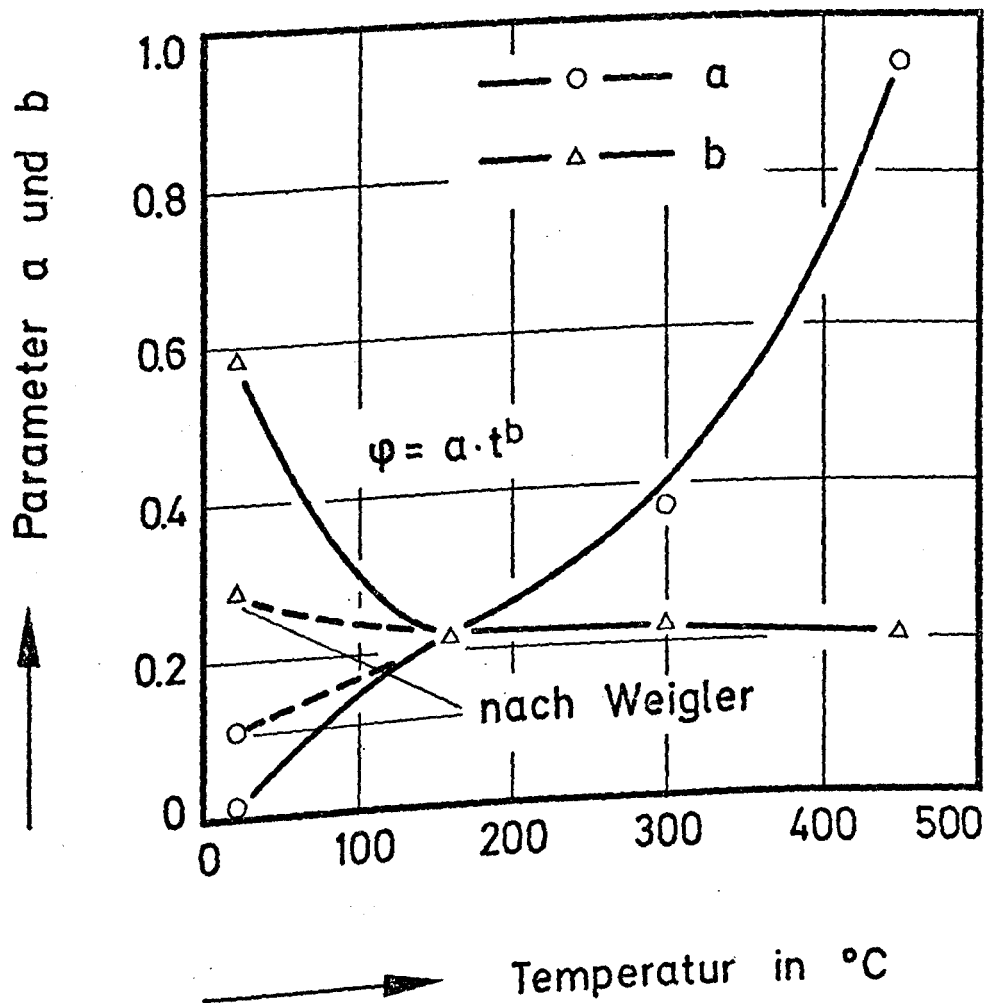


Bild 21 Parameter der Kriechfunktionen für Konstruktionsleichtbeton für eine Belastungsstufe von 35 %

Die ermittelten Exponenten für  $b$  von nahezu 0,6 sind viel zu hoch und für Extrapolationszwecke nicht geeignet. Es wurde weiter festgestellt, daß die Temperaturbeziehung für  $a$  durch einfache Exponential- oder Potenzbeziehungen nur relativ grob angenähert werden kann. Bei Berücksichtigung des Weiglerschen Wertes bei 20 °C gilt z. B.:

$$a = (\vartheta - 20 \text{ °C})^{1,47} \cdot 10^{-4} + 0,1 \quad (3.34)$$

Dieses steht im Widerspruch zu Angaben aus der Literatur (vergl. [49] und [47]), nach denen die Kriechgeschwindigkeit bei hohen Temperaturen exponentiell ansteigt. An dieser Stelle sei jedoch darauf hingewiesen, daß in den hier diskutierten Temperaturbereichen der Beton aufgrund der zwangsläufig einsetzenden Dehydratationsvorgänge diskontinuierlich an Festigkeit und Elastizität verliert und somit die strukturelle Ausgangssituation deutlichen Veränderungen unterliegt. Da diese Veränderungen in vielfältiger Weise von der Temperatur abhängen, ist kaum anzunehmen, daß die ebenfalls strukturell bedingten Kriechphänomene als einfache Temperaturfunktionen darstellbar sind.

Für die hier untersuchten Betone ergibt sich rechnerisch extrapoliert somit nach  $10^5$  Betriebsstunden bei 300 °C ein  $\varphi$ -Wert von 4,7. Wie bereits erwähnt, dürfte bei dieser Temperatur die Anwendungsgrenze des Betons liegen. Darüber hinaus ist zu beachten, daß die vorstehenden Beziehungen lediglich für einen bestimmten Beton, der bei einer einzigen Belastungsstufe geprüft wurde, gelten. Neben einer Temperaturabhängigkeit ist für die Parameter  $a$  und  $b$  auch eine Beeinflussung durch die Vorlagerung und die Betonausnutzung zu erwarten. Dieses wird im folgenden anhand von Kriechuntersuchungen an Normalbeton überprüft.

Bei den Kriechuntersuchungen an Normalbeton wurde zunächst der Einfluß der Vorlagerung auf das Hochtemperaturkriechen studiert. Zur Verfügung standen unversiegelte Proben aus zwei Betonserien gleicher Zusammensetzung, die etwa 3 Jahre lang bei 20 °C und 65 % r.F. gelagert worden waren (s. An-

hang: NB14 und NB15). Die Probekörper der Betonserie NB15 wurden jeweils vor den Versuchen bei 105 °C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Die Proben der Serie NB14 lagerten unter Normalklima. Die daran anschließende Versuchsdurchführung war für alle Probekörper einheitlich: Die Proben wurden in die Versuchsanlage eingebaut und unbelastet mit 2 K/min auf die gewünschte Versuchstemperatur gebracht. Etwa drei Stunden nach Erreichen dieser Temperatur wurde die Belastung aufgebracht. In allen Fällen betrug die Beanspruchung 30 % der Kurzzeitfestigkeit des Betons. Die Belastung wurde etwa 240 h aufrecht erhalten. Im Anschluß daran wurden die Proben entlastet und die anelastischen Rückkriechverformungen beobachtet. Darauf wird später noch eingegangen.

Die für diesen Beton ermittelten Kriechverformungen sind auf Bild 22 und 23 dargestellt. Man erkennt zunächst deutlich den Einfluß der Temperatur auf den Elastizitätsmodul bei Belastung der Proben. Bei 450 °C beträgt die elastische Anfangsverformung bereits das Vierfache des bei 20 °C ermittelten Wertes. Diese Beobachtung stimmt mit der Erfahrung aus anderen Untersuchungen gut überein. Bild 5 läßt sich entnehmen, daß der E-Modul des Betons bei 450 °C nur noch 25 bis 30 % seines ursprünglichen Wertes bei 20 °C besitzt.

Die gemessenen Kriechverformungen der beiden Betonserien weisen nur geringe Unterschiede auf. Bei 20 °C und 65 % r.F. gelagerte Proben zeigen bei Versuchstemperaturen von 20 °C und 150 °C geringfügig höheres Kriechen als die bei 100 °C vorgetrockneten Proben. Um 300 °C stellen sich in beiden Fällen etwa gleich große Verformungen ein. Bei 450 °C übertreffen die Kriechverformungen der vorgetrockneten Probe die Verformungen des normal gelagerten Betons. Die Unterschiede sind jedoch gering. Da im vorliegenden Fall jeweils nur ein einziger Versuch durchgeführt wurde, läßt sich aus diesen Darstellungen eine eindeutige Tendenz bezüglich des Einflusses der Vorlagerung auf das Hochtemperaturkriechen nicht ableiten.

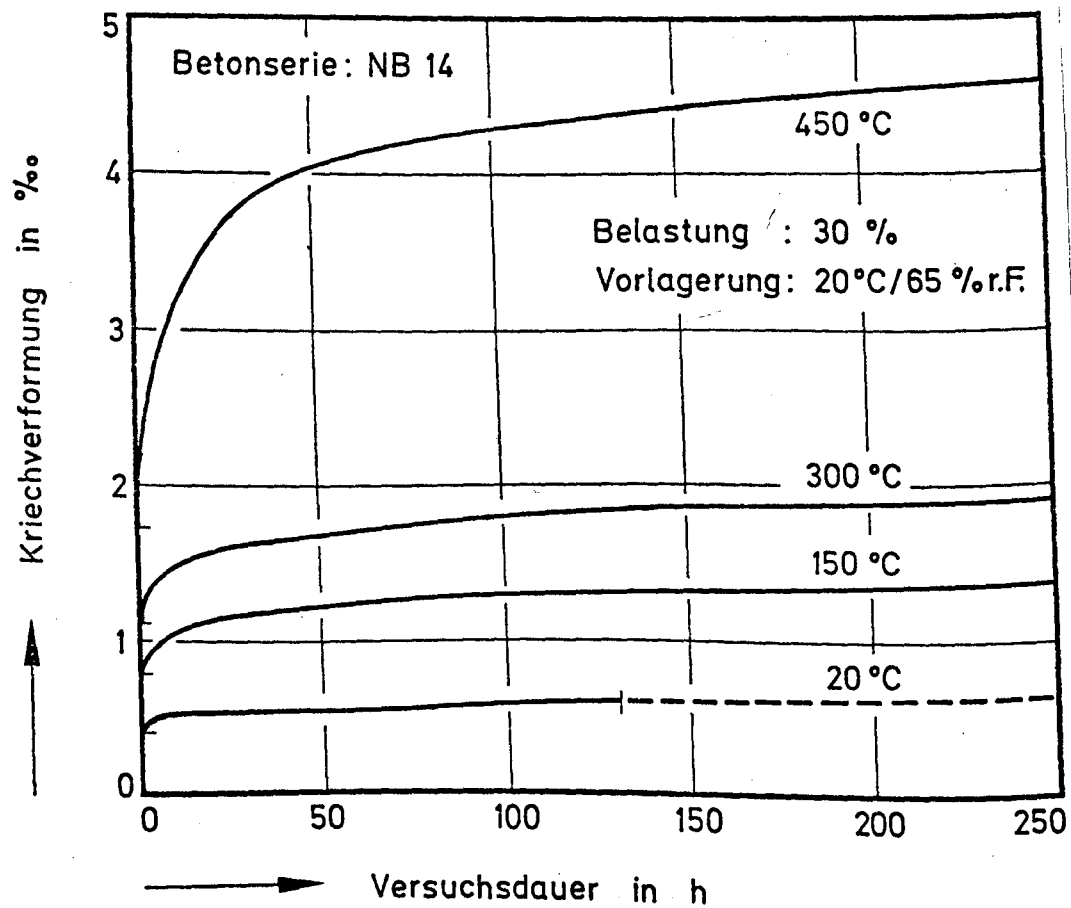


Bild 22: Hochtemperaturkriechen von Normalbeton

Um über das Kriechverhalten dieses Betons dennoch weitere Aufschlüsse zu gewinnen, wurden aus den Meßwerten gemäß Gl. (3.32) und (3.33) die zugehörigen Kriechfunktionen bestimmt. Die Parameter  $a$  und  $b$  dieser Funktionen sind auf Bild 24 dargestellt. Die Werte des Vorfaktors  $a$  erscheinen - ähnlich wie bei den vordem diskutierten Werten für Leichtbeton - vergleichsweise klein. Der Exponent  $b$  ist mit etwa 0,4 dagegen zunächst relativ hoch.

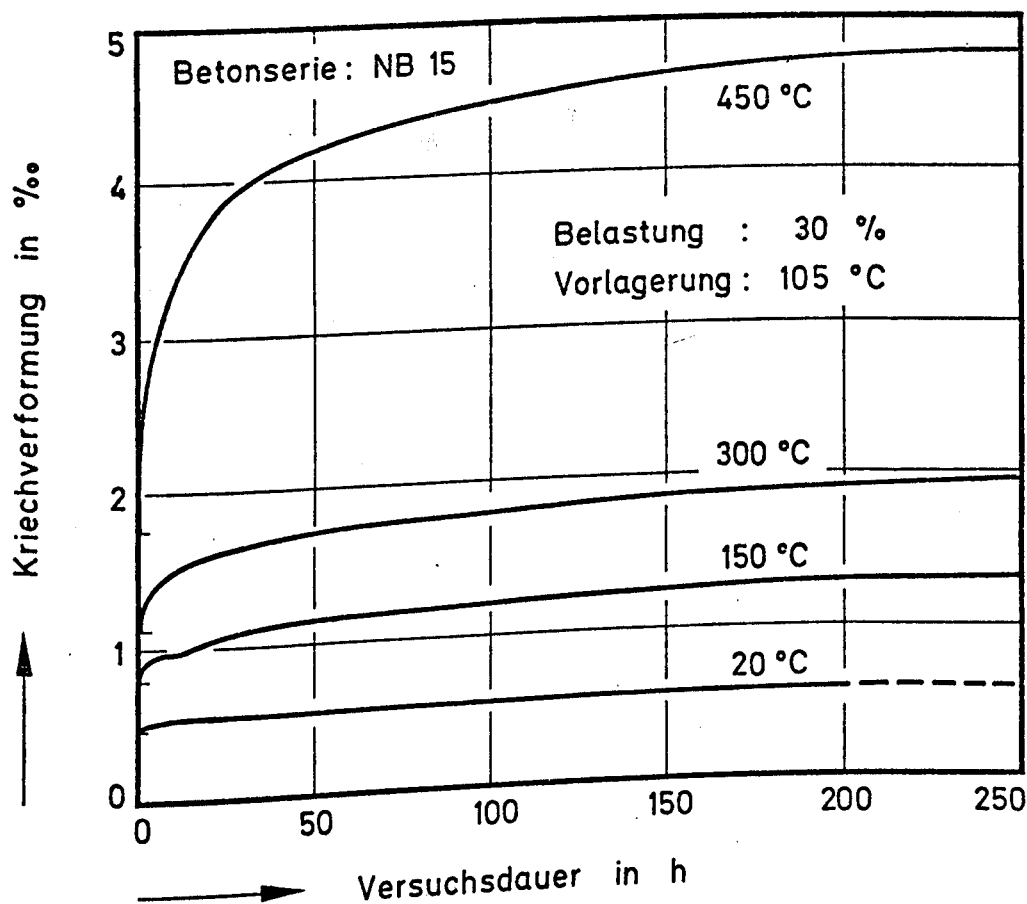
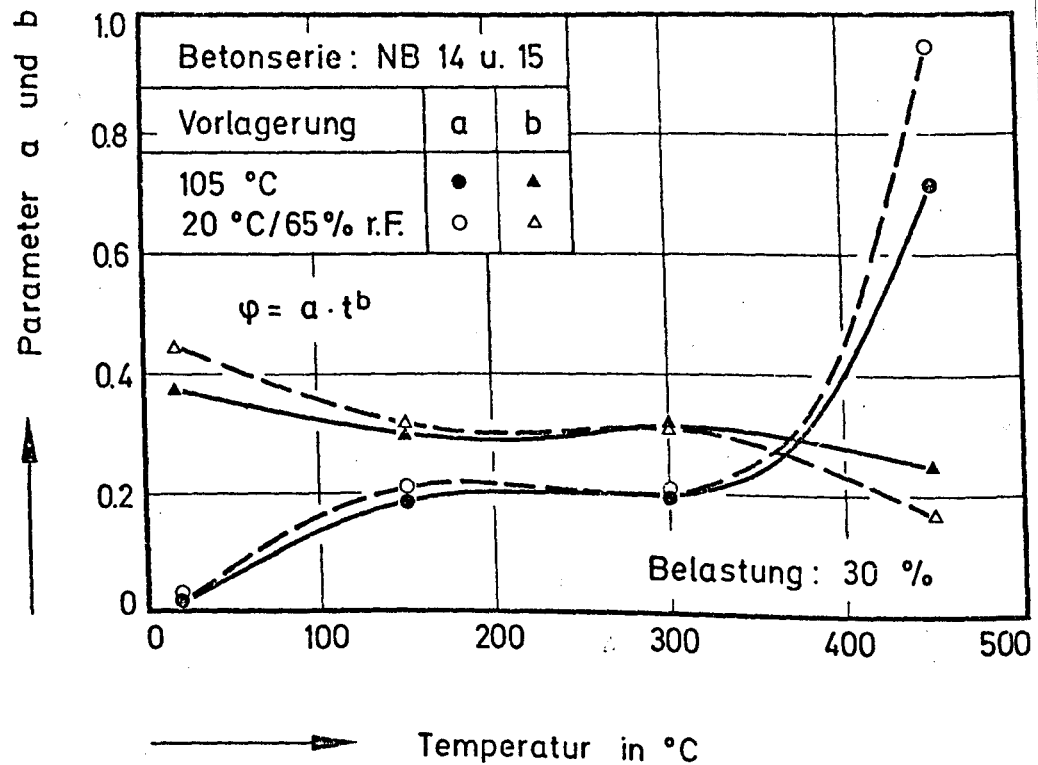


Bild 23: Hochtemperaturkriechen von Normalbeton

Bei 150 °C bis 300 °C Versuchstemperatur liegt er etwa bei 0,3 und sinkt dann schließlich auf etwa 0,2 ab. Der Exponent  $b$  von Normalbeton ist durchschnittlich also größer als für Leichtbeton. Der Vorfaktor  $a$  liegt im mittleren Temperaturbereich bei 0,2. Oberhalb 300 °C steigt  $a$  jedoch rasch an. Bei 450 °C erreicht er ähnlich wie der vordem diskutierte Leichtbeton Werte um 0,8.

Auf Bild 24 deutet sich an, daß der Exponent  $b$  möglicherweise eher von der Vorlagerung des Betons abhängt als der Vorfaktor  $a$ . Die Unterschiede in den Kriechverformungen sind jedoch zu gering, um darüber endgültige Aussagen machen zu können. Zur Klärung dieser Frage wäre es erforderlich,



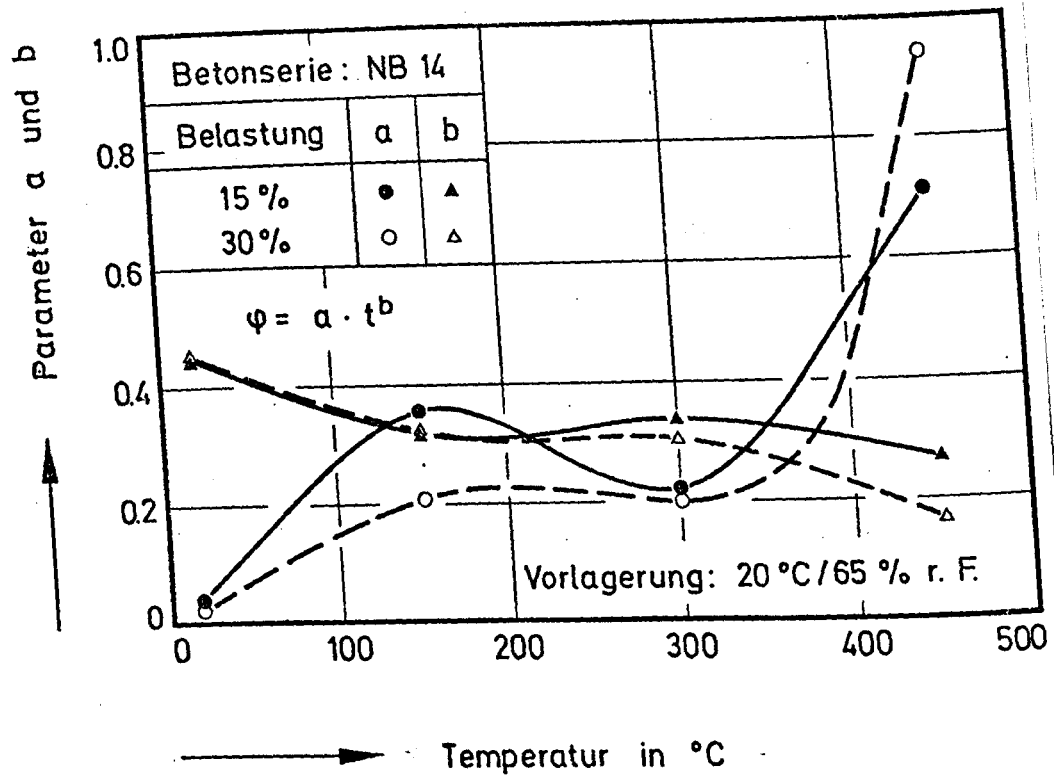
**Bild 24:** Parameter der Kriechfunktionen für Normalbeton für eine Belastungsstufe

Kriechuntersuchungen an Betonen mit sehr unterschiedlichen Porenstrukturen und Feuchtegehalten durchzuführen. Bei den hier diskutierten Versuchen war die Porenstruktur der geprüften Betone gleichartig ausgebildet. Es läßt sich aus den Ergebnissen allerdings ableiten, daß sich ein vergleichsweise alter Beton mit geringer Restfeuchte - die Gleichgewichtsfeuchte der Serien NB14 und NB15 lag jeweils bei nur 1,4 Gewichtsprozent - im Hochtemperaturkriechversuch ähnlich verhält wie ein bei 105 °C vorgetrockneter Beton.

Die Frage des Belastungseinflusses auf die Kriechverformungen war ein weiterer Gesichtspunkt in den durchgeführten Untersuchungen. Erst kürzlich hat Alda [45] darauf hingewiesen, daß beim Betonkriechen die allgemein akzeptierte Spannungsproportionalität selbst bei Raumtemperatur nur



näherungsweise erfüllt ist, und es gibt keinen Grund für die Annahme, daß dieses im Hochtemperaturgebiet sehr viel anders ist. Im Gegenteil, aufgrund der vielfältigen und komplexen Veränderungen in der Betonstruktur infolge thermischer Einwirkungen ist bei erhöhten Temperaturen vermutlich immer von einer gewissen Nichtlinearität auszugehen. Unter Zugrundelegung der durch Gl. (3.32) und (3.33) definierten Kriechfunktionen bedeutet dies, daß sich die Parameter  $a$  und  $b$  mit der Höhe der jeweiligen Belastung bzw. Spannungsausnutzung des Betons bei sonst unveränderten Versuchsbedingungen verändern, wobei zunächst ungeklärt ist, welcher von den beiden Parametern diesem Einfluß unterliegt. Möglicherweise sind beide daran gleichermaßen beteiligt. Um diese Frage zu klären, wurden zusätzliche Kriechversuche, in denen die Proben mit nur 15 % ihrer Kurzzeitfestigkeit belastet waren, durchgeführt. Dazu wurden Probekörper aus der Betonserie NB14 verwendet, so daß ein Vergleich mit dem vordem beschriebenen Versuchsergebnissen möglich war. Die Versuche wurden wie bereits beschrieben durchgeführt und ausgewertet. Bild 25 zeigt die Parameter  $a$  und  $b$  der gemäß Gl. (3.33) bestimmten Kriechfunktionen. Der Vorfaktor  $a$  zeigt eine Spannungsabhängigkeit im gesamten Temperaturbereich. Danach sind um 150 °C bei niedriger Ausnutzung des Betons vergleichsweise höhere Kriechverformungen zu erwarten. Bei 300 °C kann nach diesen Ergebnissen etwa von einer Spannungsproportionalität ausgegangen werden, und bei 450 °C steigen die Kriechverformungen mit zunehmender Spannung überproportional an. Letzteres ist möglicherweise durch den Festigkeitsverlust des Betons bedingt. Es ist nämlich zu berücksichtigen, daß sich die hier angegebenen Belastungsstufen immer auf die Ausgangsfestigkeit des Betons bei 20 °C beziehen. Ändern sich die Festigkeitswerte infolge der Temperaturbeanspruchung, so ist die 'effektive' Spannungsausnutzung im Material unter Umständen höher als angegeben. In Tabelle 3 sind zu Vergleichszwecken die nach Beendigung der Kriechversuche ermittelten Festigkeitswerte für die Betonserien NB14 und VR15 angegeben. Die Festigkeitsprüfungen wurden nach Abkühlung der Proben, d. h. bei Raumtemperatur, durchgeführt.



**Bild 25:** Parameter der Kriechfunktionen für Normalbeton für zwei Belastungsstufen

**Tabelle 3**

Einaxiale Restdruckfestigkeit der Betonproben bei 20 °C nach den Kriechversuchen

Versuchstempertur	NB14: 20/65 Lagerung		NB15: 105°C Trockn.
	15 % Belastung	30 % Belastung	30 % Belastung
[°C]	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]
20	40,6	40,6	40,6
150	39,9	47,4	39,6
300	38,8	35,8	33,2
450	19,6	23,5	18,2

Aus der Tabelle 3 geht hervor, daß die Restdruckfestigkeit der mit 30 % belasteten Probe aus der Serie NB14 besonders hoch ist. Dieses mag ein Grund dafür sein, daß der Parameter a gemäß Bild 25 vergleichsweise klein ausfällt.

Der Exponent  $b$  ist nach Bild 25 zunächst unabhängig von der Belastungshöhe. Es zeichnet sich oberhalb 300 °C die Tendenz ab, daß  $b$  mit steigender Ausnutzung etwas kleiner wird. Die absoluten Änderungen von  $b$  sind jedoch gering und treten erst bei 450 °C deutlich in Erscheinung.

Neben den Einflüssen Vorlagerung und Belastung wurden bei allen Kriechuntersuchungen auch die anelastischen Verformungen des Betons verfolgt. Ziel dieses Versuchsteils war die Klärung der Frage, ob bzw. inwieweit das Superpositionsprinzip im Hochtemperaturgebiet Anwendung finden kann. Die Betonproben wurden nach rd. 240 Stunden somit bis auf eine geringe, experimentell erforderliche Unterspannung von 0,005 N/mm<sup>2</sup> entlastet und über einen Zeitraum von 25 Stunden (Leichtbeton) bzw. 70 Stunden (Normalbeton) weiterhin beobachtet. Gemessen wurden die spontanelastischen und die anelastischen Verformungen.

Auf Bild 26 sind die bei Leichtbeton ermittelten anelastischen Verformungen dargestellt. Da in der Literatur keine Hinweise über das anelastische Verhalten von Beton bei sehr hohen Temperaturen zu finden waren, können die vorliegenden Ergebnisse zunächst als ein Beweis für das Auftreten derartiger Phänomene im Hochtemperaturgebiet schlechthin angesehen werden. Weiterhin wird deutlich, daß die anelastischen Verformungen nach diesen Versuchen bereits nach einer Versuchsdauer von 25 h etwa 10 % der nach 240 h gemessenen Kriechverformungen betragen (vergl. Bild 19 und 26), wobei zu beachten ist, daß der zeitliche Vorgang vergleichsweise rasch abläuft; d. h. in den ersten Versuchsstunden nach der Entlastung treten - übrigens in Übereinstimmung mit den Erfahrungen bei Raumtemperatur - relativ hohe Verformungsgeschwindigkeiten auf.

Eine Auswertung der Meßergebnisse im Hinblick auf die Anwendung des Superpositionsprinzips und die in der Praxis zu erwartenden  $\varphi_{ev}$ -Werte der anelastischen Verformungen ist in Tabelle 4 vorgenommen. Den Meß- und Rechenergebnissen liegen die auf den Bildern 19, 5, 21 und 26 angegebenen Werte zugrunde. Die Rechengrundlagen werden als bekannt vorausgesetzt. Aus den Spalten 5 und 8 geht eindeutig hervor, daß eine Anwendung des Superpositionsprinzips im Hochtemperaturbereich nicht gegeben ist. Die gemessenen Werte für  $\varphi_{ev}$  sind deutlich kleiner als die durch Überlagerung der Kriechfunktionen ermittelten  $\varphi_{ev}$ -Werte, so daß man einen Ent-

Tabelle 4

Überprüfung des Superpositionsprinzips beim isothermen Hochtemperaturkriechen von Konstruktionsleichtbeton (LB5,  $p = 35\%$ )

Meßwerte					Rechenwerte		
Temperatur [°C]	$\varepsilon_{el}$ [%]	$\varepsilon_{ev}^{+)}$ [%]	$\varepsilon_{ev}^{++)}$ [%]	$\varphi_{ev,gem}$ [1]	$\varphi_{265h}$ [1]	$\varphi_{25h}$ [1]	$\varphi_{ev,ger}$ [1]
160	0,801	0,061	0,076	0,095	0,853	0,508	0,345
300	0,850	0,149	0,172	0,202	1,263	0,751	0,512
450	0,942	0,236	0,299	0,317	2,869	1,789	1,080

+) Anelastische Verformungen des Leichtbetons nach 25 h gemäß Bild 15.

++) Anelastische Verformungen unter rechnerischer Berücksichtigung der Kriechverformungen zwischen 240 und 265 h.

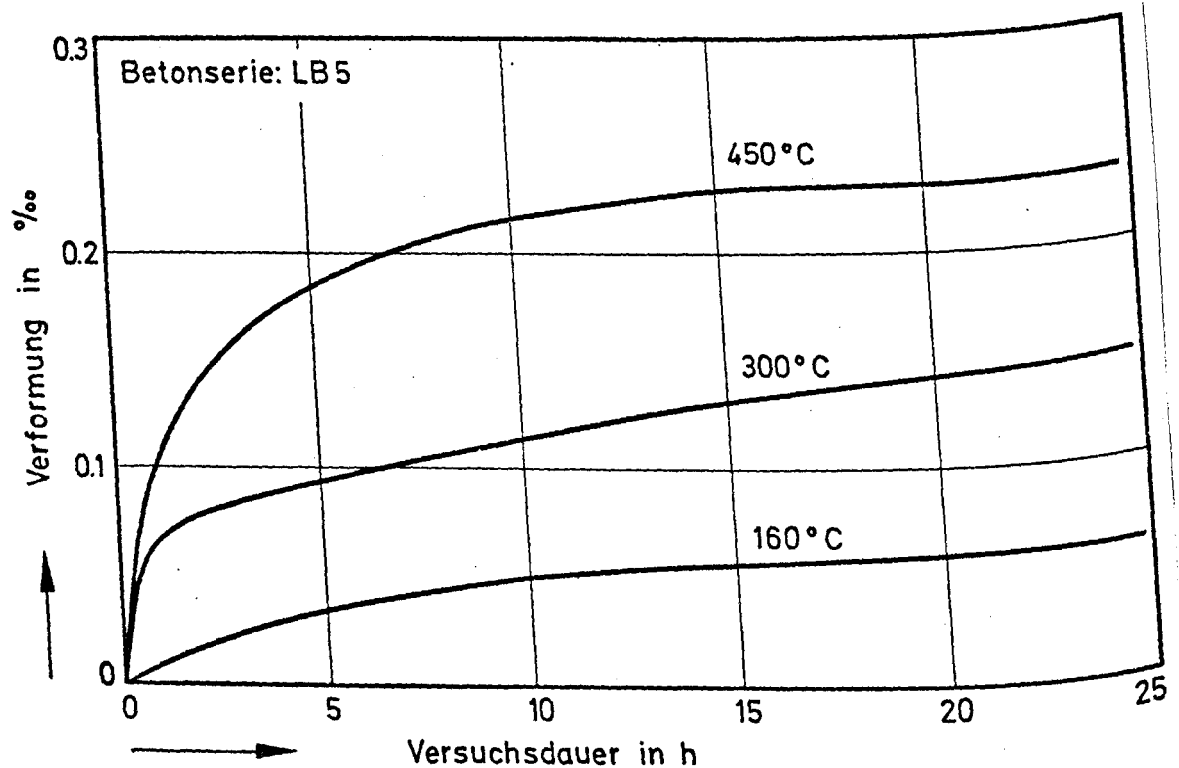


Bild 26: Anelastische Verformungen eines Konstruktionsleichtbetons bei hohen Temperaturen (Kriechlast 35 %)

lastungsvorgang im Hochtemperaturgebiet auf diese Weise sicherlich nicht realistisch beschreiben kann. Ein Vergleich der hier gemessenen  $\varphi_{ev}$ -Werte mit solchen Werten, die bei Raumtemperatur ermittelt wurden, zeigt, daß bei höheren Temperaturen vergleichsweise kleine  $\varphi_{ev}$ -Werte zu erwarten sind.

In [44] wird als Maximalwert der verzögerten Elastizität  $\varphi_{ev} = 0,4$  angenommen. Alda [45] gibt dagegen in Abhängigkeit vom Betonalter die Werte  $\varphi_{ev}(28) = 0,5$  und  $\varphi_{ev}(\infty) = 0,2$  an, d. h. bei hohem Betonalter verringern sich die  $\varphi_{ev}$ -Werte zusehends. Die hier ermittelten Werte bei hohen Temperaturen liegen somit tendenzmäßig an der unteren Grenze der bei Raumtemperatur bekannten Werte.

Interessant ist in diesem Zusammenhang auch die Beobachtung, daß die elastischen Verformungen bei der Entlastung, also nach dem 240-stündigen Temperaturkriechen, geringer waren als bei Versuchsbeginn. Der Elastizitätsmodul hatte bei 450 °C danach um etwa 30 % zugenommen. Bei 300 °C war eine Zunahme um rd. 20 % zu beobachten. Im 160 °C-Versuch lagen die spontanelastischen Rückverformungen dagegen in der Größenordnung der Verformungen bei der Belastung. Für genauere Aussagen reichen die vorliegenden Ergebnisse nicht aus. In diesem Zusammenhang sind weiterführende Versuche erforderlich.

Die für Normalbeton ermittelten anelastischen Verformungen sind auf den Bildern 27 und 28 dargestellt. In mehreren Fällen sind die Meßwerte auf 70 Stunden Versuchsdauer extrapoliert worden, weil die Verformungsmessungen aus experimentellen Gründen vorzeitig ausgesetzt werden mußten. Trotz dieser Schwierigkeiten zeigen die beiden Bilder einige charakteristische Eigenschaften, auf die hier eingegangen wird: Zunächst geht aus den Verformungsmessungen hervor, daß bis zu Versuchstemperaturen von 300 °C die anelastischen Verformungen vergleichsweise rasch einem Endwert zustreben, wohingegen bei 450 °C auch nach 70 Stunden Versuchsdauer noch eine deutliche Zunahme in den Verformungen zu beobachten ist. Weiterhin zeigt sich, in Übereinstimmung mit theoretischen Überlegungen, daß die im Kriechversuch höher belasteten Proben nach der Entlastung die größeren Rückkriechverformungen aufweisen. Für die Proben der Versuchsreihe NB14 (20/65-Lagerung) wurden durchweg geringere anelastische Verformungen ermittelt als für die Proben der Reihe NB15

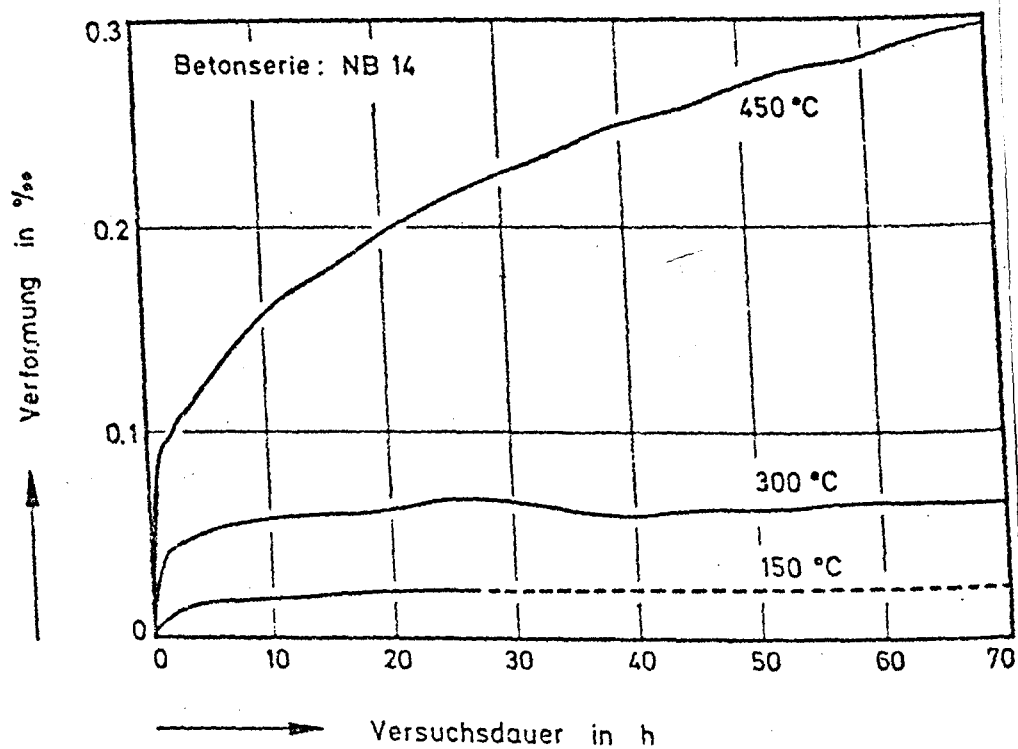


Bild 27: Anelastische Verformungen von Normalbeton bei hohen Temperaturen (Kriechlast 15 %)

(105 °C-Trocknung). Da in der Literatur keine vergleichbaren Meßwerte gefunden wurden, bleibt abzuwarten, ob die hier aufgezeigten Einflüsse in anderen Versuchsreihen bestätigt werden. Weiterführende Untersuchungen sind auch hier erforderlich.

Wie beim Leichtbeton wurde auch in diesem Fall die Anwendbarkeit des Superpositionsprinzips überprüft, d. h. die rechnerisch ermittelten  $\varphi_{ev}$ -Werte wurden mit den vorliegenden Meßwerten verglichen. Die Ergebnisse dieses Vergleichs sind auf Tabelle 5 zusammengefaßt. Ähnlich wie bei den vordem diskutierten Leichtbetonwerten zeigt sich auch hier, daß die gemessenen  $\varphi_{ev}$ -Werte weit unter den aufgrund des Superpositionsprinzips zu erwartenden Werten liegen. Daraus kann geschlossen werden, daß eine Superposition von Kriechkurven im Hochtemperaturgebiet nicht zu-

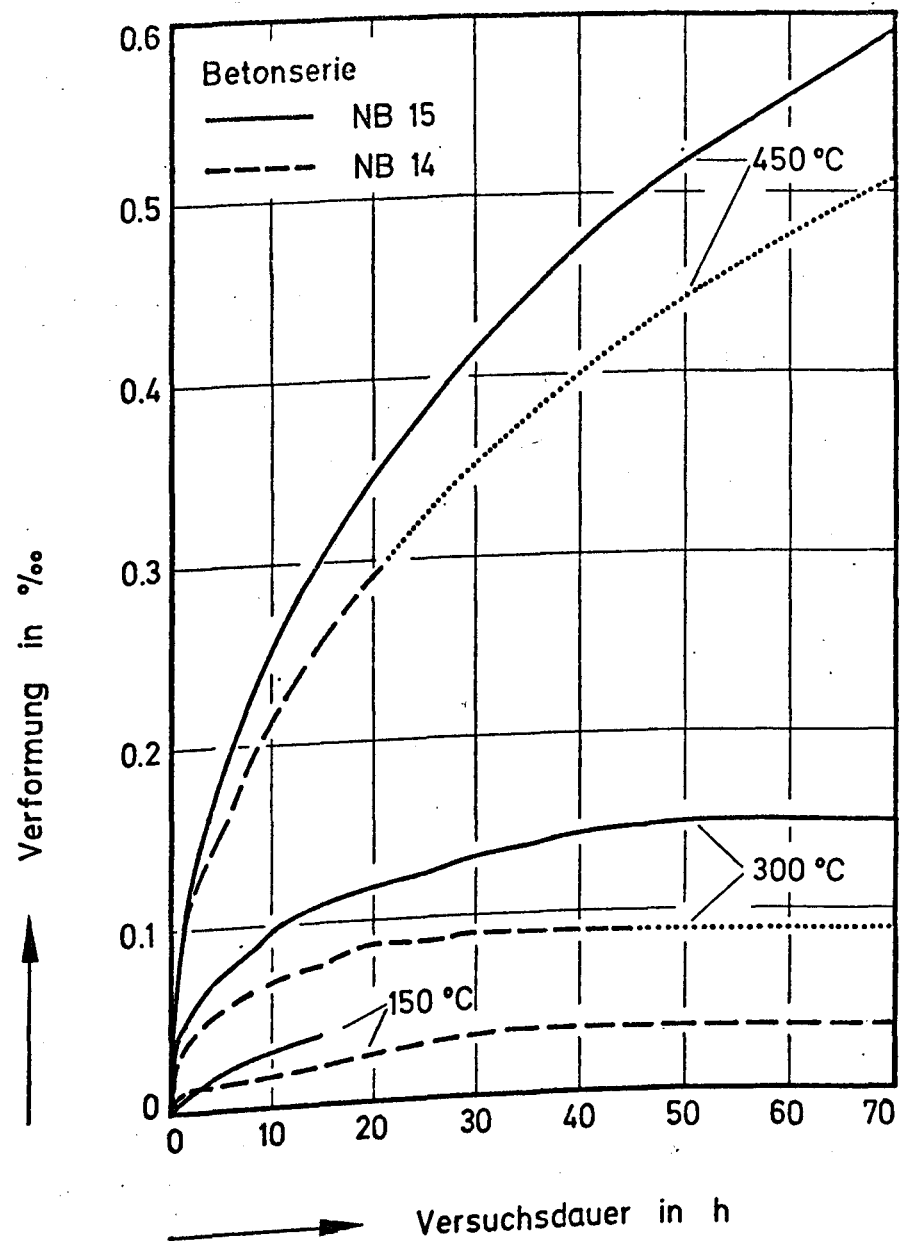


Bild 28: Anelastische Verformungen von Normalbeton bei hohen Temperaturen (Kriechlast 30 %)

lässig ist, sofern eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des Betonverhaltens beabsichtigt ist. Die nach 70 Stunden Versuchsdauer gemessenen  $\varphi_{ev}$ -Werte liegen bei 150 °C Versuchstemperatur um 0,2. Sie steigen mit der Temperatur an und erreichen bei 450 °C Werte um 0,5. Die Werte liegen also noch durchaus in dem Bereich, wie sie aus Versuchen bei Raumtemperatur bekannt sind.

Tabelle 5

Überprüfung des Superpositionsprinzips beim isothermen Hochtemperaturkriechen von Normalbeton (NB14 und NB15)

Meßwerte					Rechenwerte		
Temperatur [°C]	$\epsilon_{el}$ [%]	$\epsilon_{ev}^{+)}$ [%]	$\epsilon_{ev}^{++)}$ [%]	$\varphi_{ev, gem}$ [1]	$\varphi_{310h}$ [1]	$\varphi_{70h}$ [1]	$\varphi_{ev, ger}$ [1]
20/65 Lagerung, Kriechlast 15 %							
150	0,395	0,023	0,093	0,235	2,232	1,388	0,844
300	0,559	0,077	0,149	0,267	1,543	0,933	0,610
450	0,868	0,303	0,497	0,573	3,360	2,248	1,112
20/65 Lagerung, Kriechlast 30 %							
150	0,790	0,037	0,119	0,151	1,314	0,815	0,499
300	1,118	0,092	0,195	0,174	1,202	0,758	0,444
450	1,736	0,523	0,709	0,408	2,509	1,948	0,561
105 °C-Trocknung, Kriechlast 30 %							
150	0,790	-	-	-	1,063	0,678	0,385
300	1,118	0,150	0,258	0,231	1,249	0,782	0,467
450	1,736	0,607	0,913	0,526	2,895	2,013	0,882

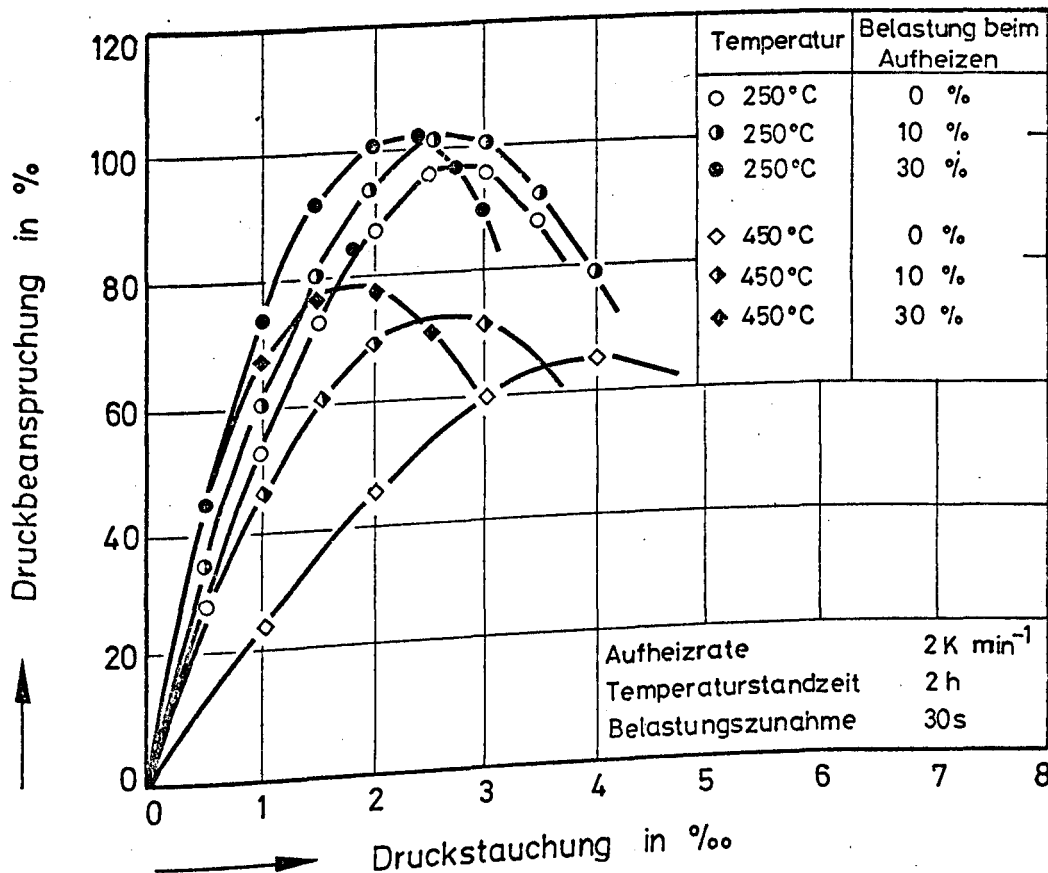
+) Anelastische Verformungen des Normalbetons nach 70 h gemäß Bild 16 und 17.

++) Anelastische Verformungen unter rechnerischer Berücksichtigung der Kriechverformungen zwischen 240 und 310 h.

Bezüglich der spontanelastischen Verformungen wurde festgestellt, daß sich der Elastizitätsmodul des Betons während der Kriechversuche verändert. Gegenüber den bei der Belastung gemessenen Werten wurde in allen Fällen eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls beobachtet. Die Erhöhung war beträchtlich. Bei 150 °C wurde bei der Entlastung beispielsweise eine mittlere Erhöhung des E-Moduls auf das 1,4-fache des bei der Belastung gemessenen Wertes festgestellt. Bei 300 °C stieg der E-Modul im Mittel etwa auf das 2,1-fache und bei 450 °C auf das 3,5-fache seines ursprünglichen Hochtemperaturwertes. Das heißt, der größte Teil der in



Bild 5 eingezeichneten, thermisch bedingten Veränderungen des E-Moduls wird infolge des Hochtemperaturkriechens u. U. wieder kompensiert. Man kann sich das nur so erklären, daß der Beton im Kriechversuch eine gewisse Verfestigung erfährt, die sich z. B. auch in einem vergleichsweise hohen Elastizitätsmodul zeigt.



**Bild 29:** Materialverfestigung von Normalbeton infolge einer Belastung während der Aufheizung (Betonserie: NBO1 und NBO2)

Vergleichbare Effekte wurden übrigens schon in einem anderen Zusammenhang beobachtet. Bild 29 zeigt beispielsweise  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehungen eines Normalbetons bei zwei Versuchstemperaturen. Es sind Versuchswerte von unbelastet aufgeheizten Betonproben solchen Werten gegenübergestellt, die belastet aufgeheizten Betonproben solchen Werten gegenübergestellt, die an Proben gewonnen wurden, die während der Aufheizung belastet waren. Man erkennt nun, daß die unter Belastung aufgeheizten Proben höhere Festigkeiten und Elastizitätsmoduln aufweisen als die unbelastet aufgeheizten und geprüften Proben. Offenbar hat die Vorbelastung zu einer

Verfestigung des Materials geführt, die bei Temperaturen oberhalb 250 °C bereits deutlich sichtbar wird. Bei Leichtbetonen sind übrigens die gleichen Effekte - wenn auch weniger deutlich ausgeprägt - beobachtet worden (vergl. [13], S. B3-69). Die in den Kriechversuchen beobachtete Zunahme des Elastizitätsmoduls ist daher verständlich.

Es sei in diesem Zusammenhang noch folgende kritische Anmerkung erlaubt: Die vorstehend aufgezeigten Abhängigkeiten haben deutlich gemacht, daß das isotherme Kriechen von Betonen bei erhöhten Temperaturen nur dann mit ausreichender Genauigkeit vorhersagbar ist, wenn

- a) die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls,
- b) die Temperaturabhängigkeit der  $\varphi$ -Funktion,
- c) die Nichtlinearität der  $\varphi$ -Funktion und
- d) die anelastischen Verformungen

hinreichend bekannt sind. Für baupraktische Belange sind somit Untersuchungen mit wenigstens 2 Laststufen und mindestens 3 Temperaturstufen vorzusehen.

Darüber hinaus ist eine hinreichend dichte Belegung der E- $\epsilon$ -Beziehung erforderlich. Bei Kriechversuchen sollten in der Regel Versuchsdauern von > 300 h angestrebt werden. Versuche unter 10 h scheinen aufgrund der erwähnten thermisch bedingten Materialverfestigung zu Extrapolationszwecken praktisch nicht verwertbar zu sein. Man sollte sich bemühen, die grundsätzlichen Schwierigkeiten, die bei der Messung des Hochtemperaturkriechens auftreten, nicht zusätzlich durch undefinierte Materialsituationen zu belasten. Der im folgenden Abschnitt vorgeschlagene Weg, für bestimmte Materialsituationen den Begriff des Übergangskriechens einzuführen, ist somit auch als ein Hilfsmittel zur besseren Trennung der im Temperaturfall u. U. sehr unterschiedlich ablaufenden Verformungsvorgänge im Material zu verstehen.

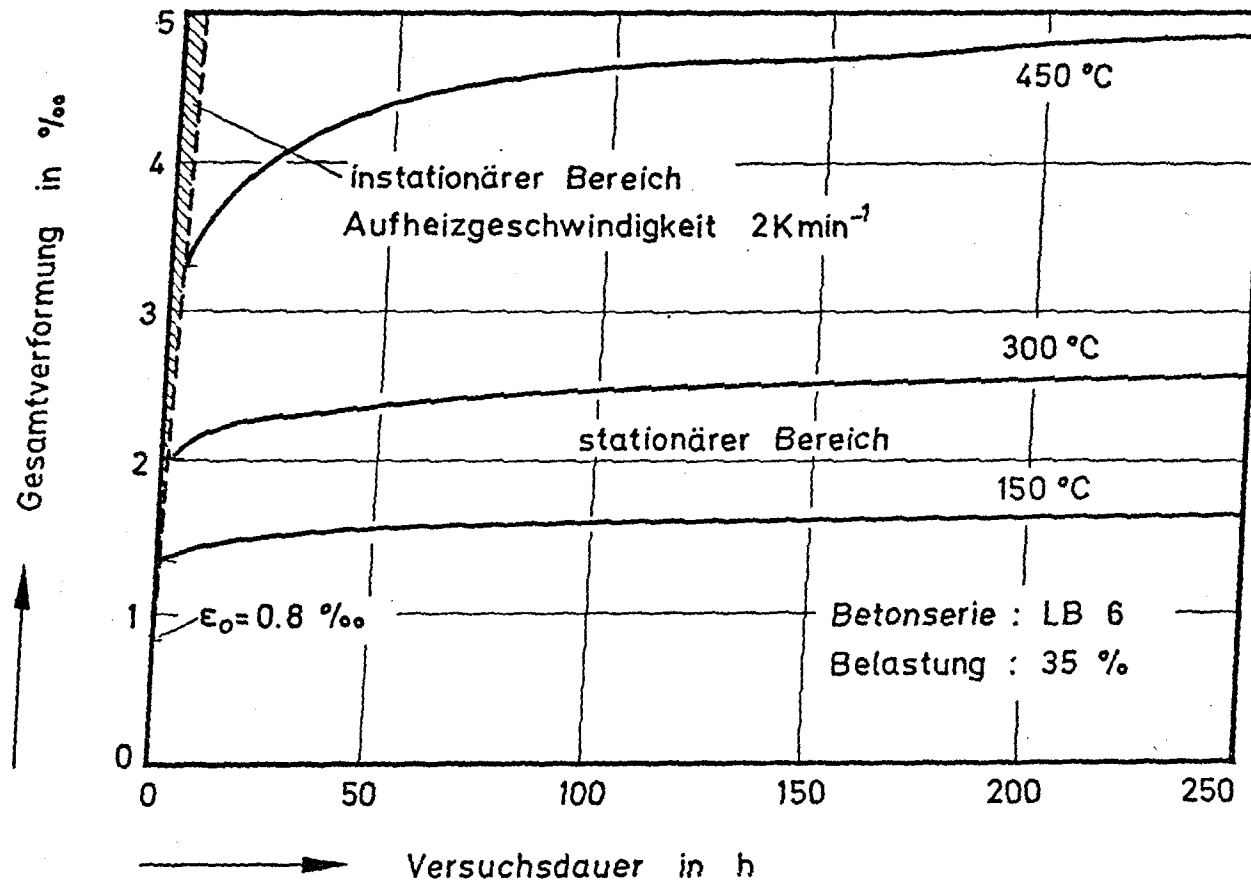
Zum Abschluß dieses Abschnitts wird noch ein Problem behandelt, welches mit den in der Praxis vorliegenden Gegebenheiten und der derzeit geübten Versuchstechnik beim Hochtemperaturkriechen zusammenhängt. Gleichzeitig soll damit eine Überleitung zum Abschnitt 3.3 über das Kriechen bei instationären Temperaturen gegeben werden. Hochtemperaturkriechversuche wurden wie vordem beschrieben i. a. in der Weise durchgeführt, daß man die Proben auf die gewünschte Versuchstemperatur erwärmt, sie

anschließend belastet und dann die Kriechverformungen mißt (Einstufenversuch). In der Praxis liegen die Verhältnisse jedoch durchweg anders:

Man kann davon ausgehen, daß die Betonbauteile im Normalfall bereits vor Erreichen ihrer Betriebstemperaturen belastet sind und höchstens zusätzlich Lasten aufnehmen müssen, z. B. infolge von Zwangskräften, die bei der Aufheizung des Bauwerks entstehen. Es ist also von grundsätzlichem Interesse festzustellen, ob das Betonkriechen nach dem Einstufenversuch zu den gleichen Verformungen führt wie in einem modifizierten Kriechversuch, bei dem der Beton schon während der Aufheizphase belastet ist.

Auf Bild 30 sind Ergebnisse aus solchen Kriechuntersuchungen dargestellt. Die Leichtbetonproben wurden bei Versuchsbeginn mit 35 % ihrer Kurzzeitfestigkeit belastet, mit 2 K/min auf die gewünschte Versuchstemperatur erwärmt und im Anschluß daran 240 Stunden geprüft. Das Bild macht deutlich, daß bereits während der Aufheizung (schraffierter Bereich) erhebliche Kriechgeschwindigkeiten auftreten, so daß nach kürzester Zeit vergleichsweise große Kriechverformungen zu beobachten sind. Erst nach Erreichen des stationären Bereichs tritt eine gewisse "Beruhigung" ein, d. h. die Kriechgeschwindigkeiten nehmen wieder deutlich kleinere Werte an als während der Aufheizperiode. Dieses ist eine ganz wesentliche Beobachtung. Sie hat im Endeffekt mit zu der hier vertretenen Auffassung geführt, daß es zweckmäßig ist, zwischen unter stationären Temperaturen ablaufenden und unter instationären Temperaturen ablaufenden Kriechvorgängen zu unterscheiden. Letzteres wird als Übergangskriechen bezeichnet. Im Abschnitt 3.4 wird darüber ausführlich diskutiert.

Vergleicht man die auf Bild 30 angegebene Summe aus stationären und instationären Kriechverformungen mit den Kriechverformungen des Bildes 19, so stellt man fest, daß bei allen Versuchstemperaturen die Kriechwerte aus dem rein stationären Kriechversuch unter den Werten aus dem modifizierten Kriechversuch liegen. Ähnliche Beobachtungen wurden bei der Untersuchung aus Normalbeton gemacht. Bild 31 zeigt Kriechkurven für einen Normalbeton, der während der Aufheizung mit 30 % seiner Kurzzeitfestigkeit belastet war. Die Verformungen sind vergleichbar mit solchen Werten, wie sie auf Bild 22 dargestellt sind. Es muß darauf hingewiesen werden, daß die Betonserien NB9 und NB14 nach dem gleichen Rezept und unter vergleichbaren Bedingungen hergestellt und gelagert wurden (s. An-



**Bild 30:** Übergangskriechen und stationäres Kriechen von Konstruktionsleichtbeton bei hohen Temperaturen

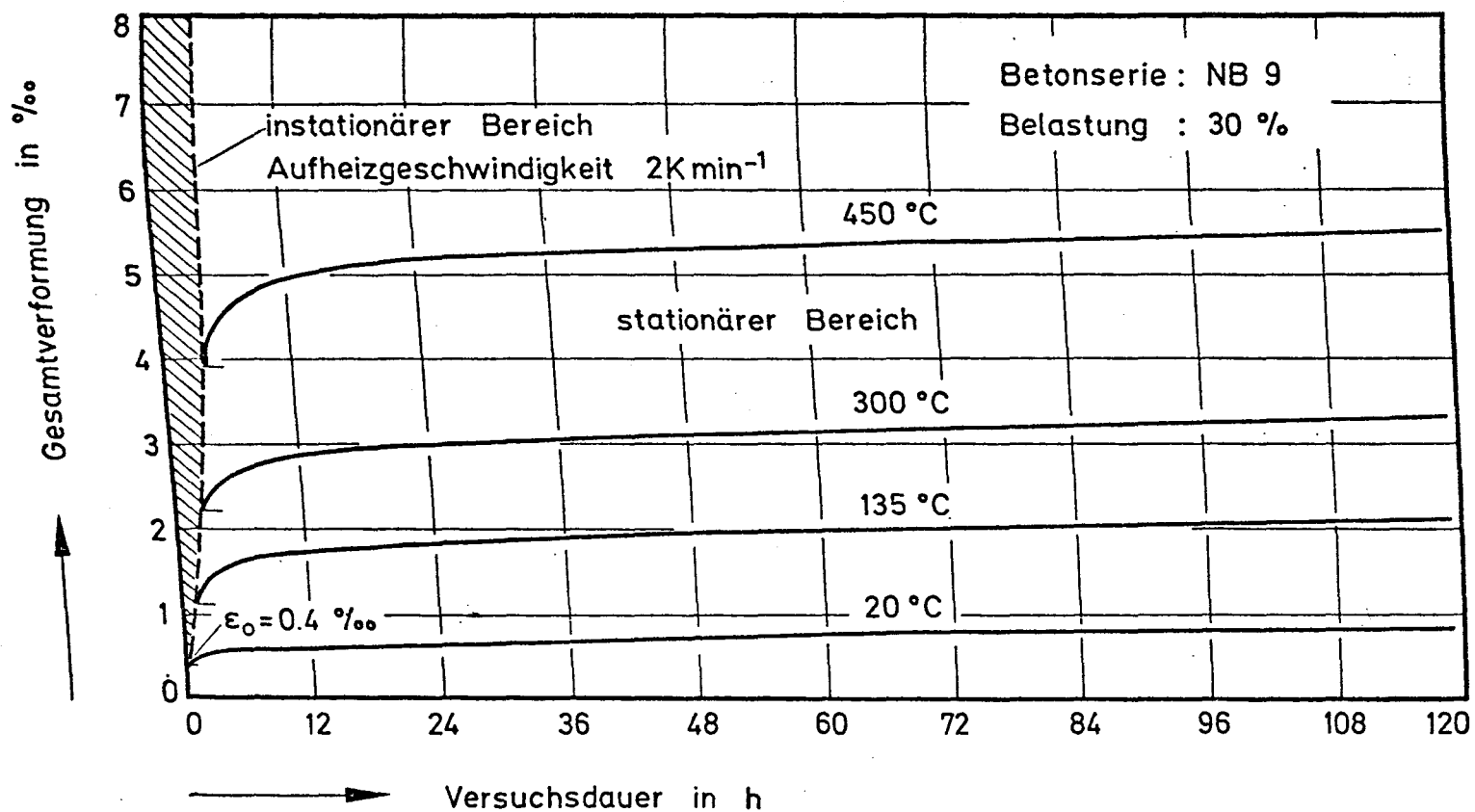


Bild 31: Übergangskriechen und stationäres Kriechen von Normalbeton bei hohen Temperaturen

hang). Der Vergleich bestätigt den beschriebenen Effekt, d. h. infolge des Übergangskriechens sind die Kriechverformungen im modifizierten Kriechversuch insgesamt größer als bei einem stationären Kriechversuch. Für die Praxis bedeutet dies, daß die Vorhersage von Kriechverformungen bei thermisch beanspruchten Bauwerken nur dann zuverlässig sein kann, wenn die entsprechenden Kriechuntersuchungen auf die bauwerksspezifischen Verhältnisse abgestimmt sind. Dazu gehört die Einhaltung der thermischen und hygrothermischen Randbedingungen ebenso wie die Reihenfolge der aufzubringenden Lasten.

### 3.4 Kriechen bei instationären Temperaturen

#### 3.4.1 Voraussetzungen

Im Abschnitt 3.2 wurde deutlich gemacht, daß es unter gewissen thermischen Randbedingungen zweckmäßig ist, die Materialsituation danach zu beurteilen, ob jeweils thermisches Gleichgewicht vorliegt oder nicht. Die zeitliche Änderung der Temperatur in der Umgebung bzw. innerhalb des zu betrachtenden Materials erlangt für die Beschreibung der Materialeigenschaften entscheidende Bedeutung. Weiterhin wurde gezeigt, daß es bei veränderlichen, ansteigenden Temperaturen im allgemeinen genügt, die lastabhängige Gesamtverformung des Materials aus zwei Anteilen zu bilden (vergl. Gl. (3.23)), wobei nur zwischen elastischen und nichtelastischen Verformungen unterschieden werden muß.

Die in Abschnitt 3.2 angegebenen Gleichungen sollen im folgenden einer genaueren Analyse unterzogen werden. Vor allem soll die Zweckmäßigkeit und Anwendbarkeit der neuen theoretischen Beziehungen überprüft werden. Einen besonderen Gesichtspunkt werden dabei die experimentellen Möglichkeiten zur Verifizierung der vorgeschlagenen Materialgleichungen bilden.

Da im folgenden bei der Berechnung der elastischen Verformungsanteile unter hoher Temperatur häufig auf die experimentell ermittelten Elastizitätsmoduln Bezug genommen wird, sei hier nochmals auf die in Bild 5 wiedergegebenen Ergebnisse verwiesen. Tabelle 1 enthält die entsprechenden Rechenfunktionen der Temperaturverläufe.

### 3.4.2 Nichtelastische Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen

Die bei instationärer Temperatureinwirkung auftretenden lastabhängigen Verformungsanteile sind gemäß Gl. (3.25) definiert. Gleichzeitig beinhaltet diese Beziehung eine Vorschrift zur Ermittlung der unbekannten Kriechfunktion  $J(\bar{\sigma}, t)$ . Danach ist  $J(\bar{\sigma}, t)$  durch Kriechversuche bei veränderlichen, ansteigenden Temperaturen zu ermitteln, wobei die Belastung bzw. Spannung  $\bar{\sigma}$  während der gesamten Versuchsdauer konstant gehalten werden muß. Ähnliche Versuche sind an Betonen in der Tat bereits durchgeführt und unter der etwas volkstümlichen Bezeichnung Warmkriechversuche veröffentlicht worden [34, 35 und 36]. Bei diesen Versuchen wurden die Gesamtverformungen einaxial belasteter Materialproben während einer Aufheizung, d. h. die Summe aus elastischen Verformungen, Übergangsverformungen, thermischen Dehnungen und Schwinden, gemessen.

Die thermische Ausdehnung des Betons wurde anhand von Parallelversuchen an unbelasteten Proben ermittelt. Es ist allerdings nicht möglich, unter diesen Bedingungen das Schwinden separat zu bestimmen. Man kann jedoch davon ausgehen, daß der Schwindanteil in der thermischen Ausdehnung enthalten ist, zumal der Beton im Ausdehnungsversuch unversiegelt aufgeheizt wird und somit auch einem intensiven Trocknungs- und Schwindprozeß unterliegt. Die zur Ausführung der nachstehenden Rechnungen benötigten Temperaturverläufe der thermischen Dehnung der einzelnen Betone sind bereits im Abschnitt 2.6 (Bild 10) vorgestellt worden. Die Koeffizienten der entsprechenden Temperaturpolynome  $\varepsilon_{th}$  finden sich in Tabelle 2. Die Differenz aus  $\varepsilon_{th} - \varepsilon_{ges}$  ergibt den gesuchten Verformungsterm, der nach den vorstehenden Überlegungen (s. Abschnitt 3.2.2) in einen elastischen und einen nichtelastischen Anteil aufzuspalten ist, wobei letzterer offenbar dem gesuchten Verformungsanteil  $J(\bar{\sigma}, t)$  entspricht. <sup>+)</sup>

Somit ist es möglich, die gesuchte Beziehung  $J(\bar{\sigma}, t)$  den vorliegenden Meßwerten anzupassen. Dazu seien vorab jedoch einige generelle Anmerkungen erlaubt: In den oben zitierten Veröffentlichungen sind einige

---

<sup>+)</sup>  Es muß hier allerdings zusätzlich angenommen werden, daß die Spannungsausnutzung nicht zu hoch ist, d. h. daß das Material sich bei 20 °C noch im elastischen Bereich befindet.

allgemeine Beobachtungen gemacht worden, die zum Verständnis und für die weitere Behandlung des Problems von grundsätzlicher Bedeutung sind und hier vorab diskutiert werden müssen. Bezüglich der Verformungen des Betons kann aufgrund der vorliegenden Erfahrungen von folgenden als gesichert anzusehenden Voraussetzungen ausgegangen werden:

- a) Bei Temperaturen deutlich über 100 °C werden die in den Grobporen nur lose gebunden vorliegenden Kapillarwasseranteile relativ rasch ausgedampft. Dies gilt auch für dickwandige Betonbauteile.
- b) Die im Warmkriechversuch ermittelten Gesamtverformungen des Betons hängen nur geringfügig von der Aufheizgeschwindigkeit ab. Diese Aussage bezieht sich auf den für den Brandfall praktisch wichtigen Aufheizbereich von 0,5 bis 5,0 K/min [13].
- c) Der Einfluß der Materialfeuchte bei 20 °C auf die Gesamtverformungen ist nach [13] oberhalb 500 °C gegenüber anderen Einflüssen praktisch zu vernachlässigen. Im Bereich von 100 bis 300 °C sind dagegen Unterschiede in den Verformungen erkennbar, so daß diesbezüglich auch zukünftig noch experimentelle Untersuchungen erforderlich sind.

Unter Beachtung dieser Voraussetzungen sollen nun die gesuchten Materialbeziehungen für Leicht- und Normalbetone ermittelt werden. Für  $\sigma = \bar{\sigma} = \text{const}$  und  $\varepsilon_0 = 0$  erhält man aus Gl. (3.29)

$$\varepsilon = \frac{\bar{\sigma}}{E(\vartheta)} + \bar{\sigma} \cdot J(\bar{\sigma}, \vartheta), \quad (3.35)$$

woraus sich mit

$$J = \frac{1}{E(\vartheta)} \cdot \varphi(\bar{\sigma}, \vartheta) \quad (3.36)$$

eine Bestimmungsgleichung für J gewinnen läßt. Gl. (3.35) ist identisch mit

$$\varepsilon = \frac{\bar{\sigma}}{E(\vartheta)} (1 + \varphi(\bar{\sigma}, \vartheta)), \quad (3.37)$$

worin  $\varphi(\bar{\sigma}, \vartheta)$  eine noch zu bestimmende Kriechfunktion darstellt. Der Vorteil der hier gewählten Formulierung liegt offenbar darin, daß für den Fall der Raumtemperatur und bei nichtisothermer Temperatureinwirkung praktisch gleichartige Beziehungen verwendet werden und somit für



den konstruktiven Ingenieur im Fall veränderlicher Temperaturen im Prinzip keine neuerlichen Überlegungen anzustellen sind. Durch Umformung von Gl. (3.37) ergibt sich die Bestimmungsgleichung

$$\varphi = \varepsilon \cdot \frac{\tilde{E}}{\tilde{\sigma}} \cdot \frac{E_0}{\sigma_B} - 1, \quad (3.38)$$

worin  $\tilde{\sigma}$  und  $\tilde{E}$  dimensionslose Spannungen und E-Moduln darstellen.

Die im folgenden diskutierten  $\varphi$ -Funktionen wurden anhand umfangreicher Untersuchungen an Leicht- und Normalbeton bestimmt. Den Einzelwerten liegen bei den Leichtbetonen vor allem die Betonserien LB3, LB8, LB9 und LB10 und bei den Normalbetonen die Serien NB5 und NB8 zugrunde. Alle wichtigen betontechnologischen Parameter dieser Serien sind im Anhang zu dieser Arbeit angegeben. Darüber hinaus kamen vereinzelt auch solche Werte zur Anwendung, die gelegentlich anderer Untersuchungen gewonnen wurden und für die Beantwortung der hier anstehenden Fragen von Bedeutung zu sein schienen. Eine gesonderte Wiedergabe der Einzelergebnisse schien in diesem Zusammenhang allerdings weder zweckmäßig noch notwendig, so daß darauf verzichtet werden konnte.

Auf Bild 32 sind die nach Gl. (3.38) bestimmten  $\varphi$ -Werte der Leichtbetonserien LB3 und LB8 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen überraschend, daß im instationären Temperaturfall kein systematischer Zusammenhang zwischen den  $\varphi$ -Werten und den jeweils aufgetragenen Spannungen besteht. Abgesehen von den Versuchswerten der Serie LB8, die bei einer Spannungsausnutzung von 15 % gewonnen wurden, liegen sämtliche  $\varphi$ -Werte in einem relativ engen Streubereich. Es ist somit berechtigt zu schreiben

$$(\tilde{\sigma}, \vartheta) = \varphi(\vartheta), \quad (3.39)$$

eine nützliche, jedoch in keiner Weise vorhersehbare Eigenschaft der  $\varphi$ -Funktion. Die Beziehung (3.39) bedeutet, daß es möglich ist, den Verformungszustand eines Leichtbetonkörpers bei Temperaturerhöhung durch eine relativ einfache Integration z. B. von Gl. (3.26) über die Temperatur zu bestimmen, weil sich der Kriechanteil gemäß Gl. (3.39) verhältnismäßig einfach bestimmen läßt.

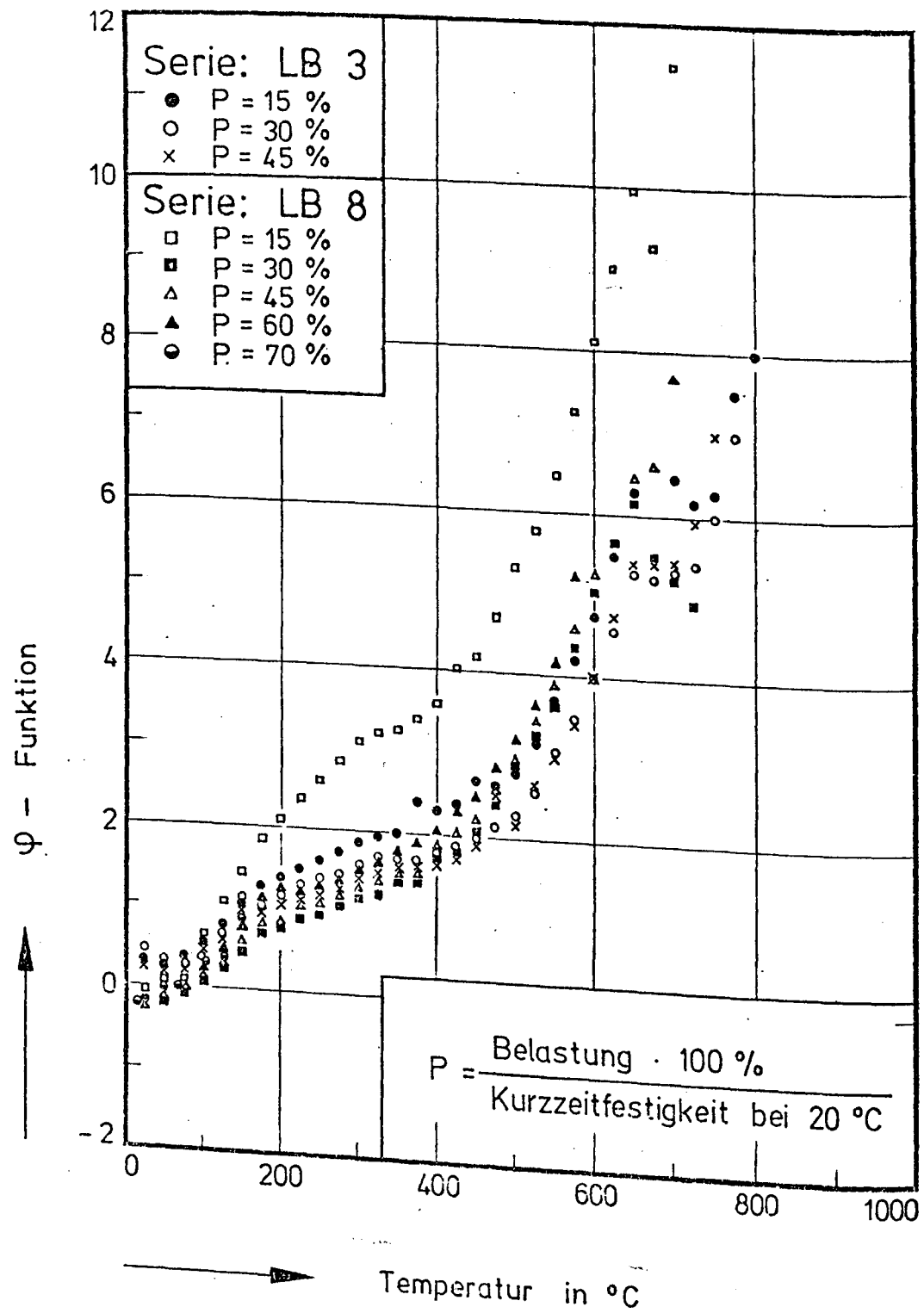


Bild 32: Darstellung der  $\Phi$ -Werte für Konstruktionsleichtbeton mit Blähtonzuschlag

Die analytische Beschreibung der gemessenen  $\psi$ -Werte bereitet im Prinzip keine weiteren Schwierigkeiten. Es wird jedoch für zweckmäßig gehalten, möglichst geschlossene Ausdrücke zu verwenden. Aufgrund umfangreicher numerischer Untersuchungen wurde schließlich ein Ansatz der Form

$$\psi = c_1 \cdot \tanh \gamma_1 \cdot (\vartheta - \vartheta_0) + c_2 \cdot \tanh \gamma_2 \cdot (\vartheta - \vartheta_1) + c_3 \quad (3.40)$$

gewählt. Die in dieser Gleichung enthaltenen Parameter sind in Tabelle 6 angegeben.

T a b e l l e 6

Parameter der  $\psi$ -Funktion für Konstruktionsleichtbeton

Parameter	Dimension	Wert
$c_1$	1	2,51
$\gamma_1$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	$2,72 \cdot 10^{-3}$
$\vartheta_0$	$^{\circ}\text{C}$	$2,0 \cdot 10^1$
$c_2$	1	3,0
$\gamma_2$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	$7,5 \cdot 10^{-3}$
$\vartheta_1$	$^{\circ}\text{C}$	$6,0 \cdot 10^2$
$c_3$	1	2,9

Es stellte sich die Frage, ob den auf Bild 32 dargestellten Zusammenhängen eine gewisse allgemeine Gültigkeit zugeschrieben werden kann oder diese nur das zufällige Produkt zweier Versuchsserien sind, wobei versuchstechnische Schwierigkeiten, die bei der Gewinnung solcher Werte erfahrungsgemäß auftreten, u. U. eine Rolle gespielt haben könnten. Aus diesem Grunde schien es ratsam und zweckmäßig, einige Ergänzungsversuche durchzuführen. Da aus Versuchen bei Raumtemperatur bekannt ist, daß die Verformungseigenschaften von Betonen nicht unwesentlich von ihrem Feuchtegehalt abhängen, wurden als Ergänzung zwei Serien geprüft, in denen die Betonfeuchten der Proben extrem variiert wurden. Neben bei 105 °C vorgetrockneten Betonproben wurden normal gelagerte und wassergelagerte Proben untersucht (LB9 und LB10, s. Anhang).

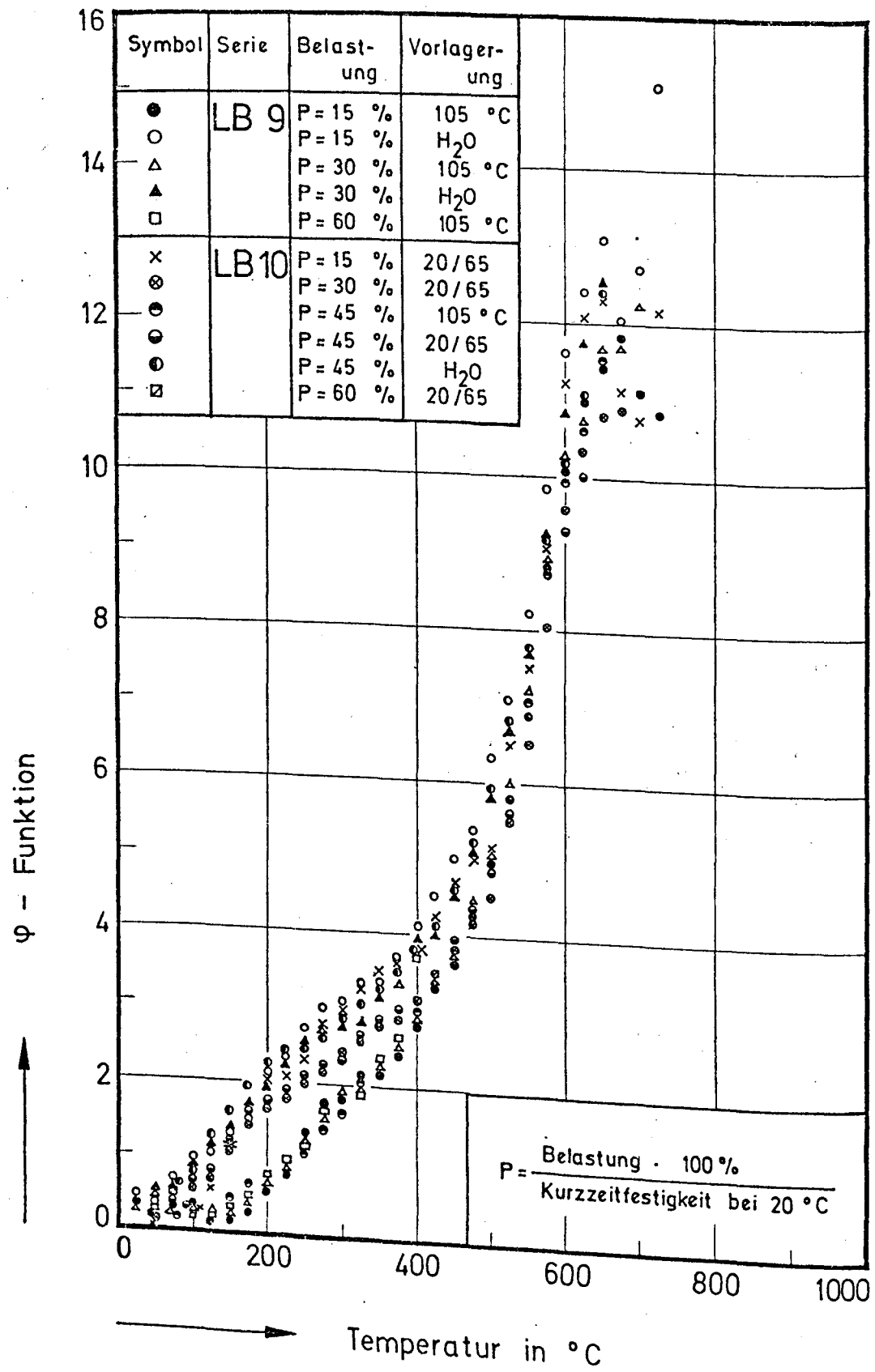


Bild 33: Einfluß der Vorlagerung auf die  $\varphi$ -Werte bei Leichtbeton

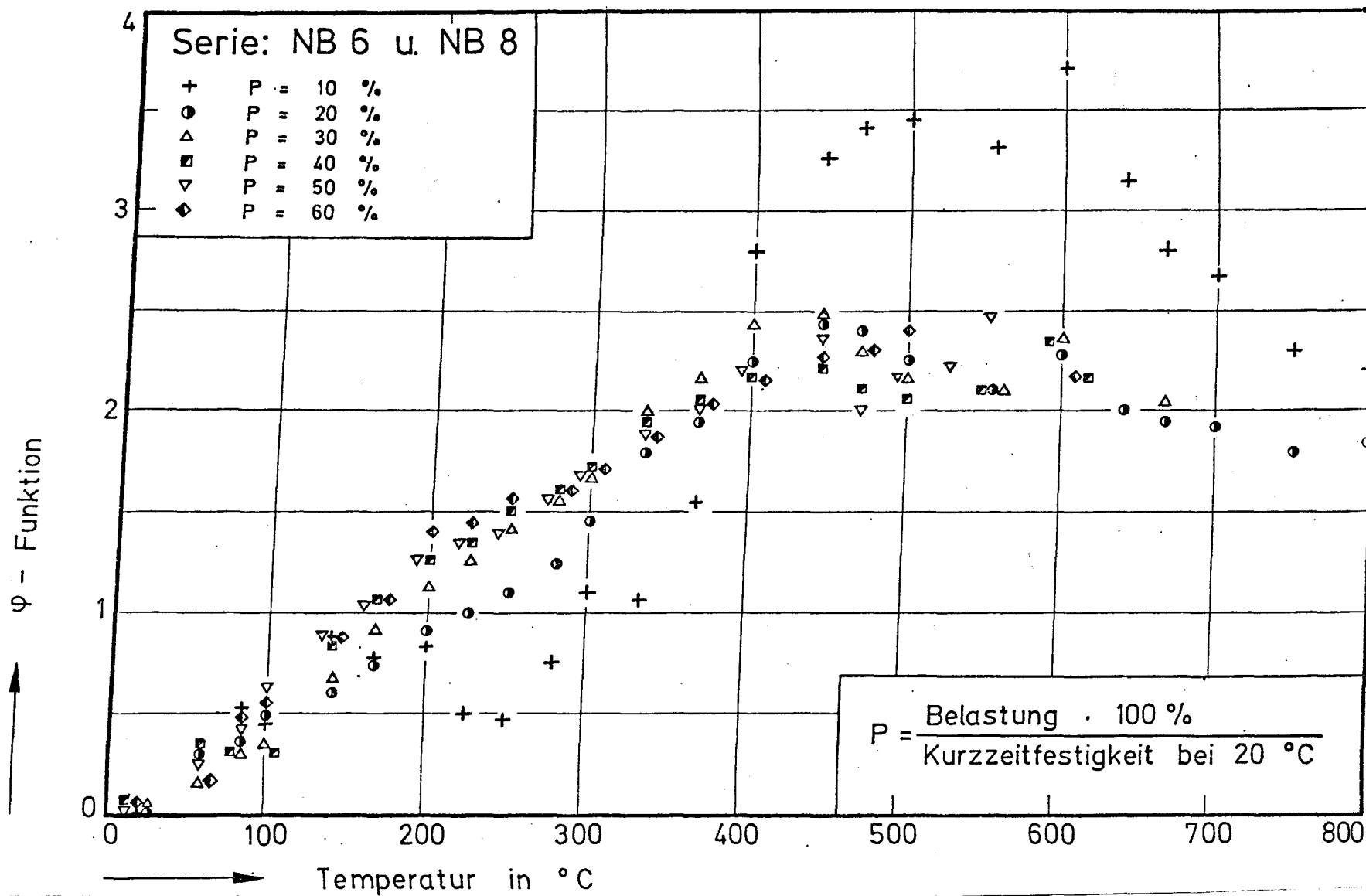
Die gefundenen Versuchsergebnisse sind auf Bild 33 dargestellt. Man erkennt daran - und das dürfte eine zusätzliche Bestätigung der wichtigen Gl. (3.39) sein -, daß es keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen den  $\varphi$ -Werten und der im Versuch vorliegenden Spannungsausnutzung gibt. Weiterhin wird deutlich, daß die Betonfeuchte offenbar im Temperaturbereich von 100 bis 300 °C einen geringen Einfluß auf die  $\varphi$ -Werte besitzt. Oberhalb 300 °C vermindern sich diese Einflüsse zusehends. Bedenkt man, daß eine Trocknung bei 105 °C für Beton eine äußerst extreme Vorbehandlung darstellt, die in der Praxis nur selten auftritt, so scheint es angemessen, für die  $\varphi$ -Funktion eine im gesamten Temperaturintervall von der Betonfeuchte unabhängige Beziehung anzugeben, die als repräsentativ für die praktisch am häufigsten vorkommenden Fälle anzusehen ist. Es zeigte sich allerdings, daß die  $\varphi$ -Funktionen u. U. vom Leichtzuschlag beeinflusst werden. Auf Bild 32 sind Werte von Leichtbetonen mit Leca- und Korlin-Zuschlag angegeben. Bild 33 enthält dagegen  $\varphi$ -Werte für Leichtbetone mit Liapor-Zuschlag (s. Anhang).

Schließlich war noch zu klären, ob die  $\varphi$ -Werte bei anderen Betonen zu vergleichbaren Resultaten führen. Es lag deshalb nahe zu versuchen, auch für Normalbeton solche Werte zu gewinnen. Dabei konnte zunächst auf die Ergebnisse zweier Versuchsserien zurückgegriffen werden, die an Kiesbeton gewonnen wurden (s. Anhang, NB6 und NB8) und die seit längerem bekannt und veröffentlicht sind [37, 38]. Die für die Auswertung erforderlichen Schritte sind bereits vorstehend beschrieben, es werden hier daher nur die Ergebnisse mitgeteilt. Bild 34 zeigt die gefundenen Werte. Danach lassen sich auch für Normalbeton unabhängig von den jeweils vorliegenden Spannungen offenbar ebenfalls  $\varphi$ -Werte angeben, die in einem relativ engen Band zwischen 0 und 3 verlaufen. Die größten Streuungen weisen dabei die Meßwerte mit der geringsten Vorlast ( $P = 10 \%$ ) auf, ein Effekt, der beim Leichtbeton ebenfalls aufgetreten war und bis jetzt nicht ausreichend geklärt werden konnte. Insgesamt ist jedoch festzustellen, daß die vorliegenden Messungen hinreichend dicht liegen, um einen analytischen Ausdruck für  $\varphi$  angeben zu können. Dabei hat sich herausgestellt, daß dafür die Funktion

$$\varphi = c_1 \cdot \tanh \gamma_1 \cdot (\vartheta - \vartheta_0) \quad (3.41)$$

besonders geeignet ist, wobei auf die in Tabelle 6 angegebenen Parameter zurückgegriffen werden kann.

Bild 34: Darstellung der  $\psi$ -Werte für Normalbeton und Quarzzuschlag



Die  $\Psi$ -Funktionen von Leicht- und Normalbeton unterscheiden sich somit lediglich durch einen Zusatzterm, der oberhalb 500 °C zum Tragen kommt. Es wird angenommen, daß das unterschiedliche Verformungsverhalten der beiden Betone im Hochtemperaturgebiet u. a. vom Temperaturverhalten der Zuschläge abhängt. Anhand begleitender Ausdehnungsversuche an Betonzuschlägen wurde beispielsweise festgestellt, daß bestimmte Körnungen des Blähtonmaterials bei Temperaturen um 800 °C "erweichen" und bereits im unbelasteten Zustand zu schrumpfen beginnen (s. Bild 9). Da die vorliegenden Betonarten alle mit Portlandzement hergestellt wurden und insofern signifikante strukturspezifische Unterschiede im Matrixmaterial nicht vorgelegen haben dürften, ist das unterschiedliche Ausdehnungsverhalten der beiden Zuschlagmaterialien bisher praktisch der einzige wesentliche Gesichtspunkt, der zur Erklärung der beobachteten Phänomene herangezogen werden könnte. Diesbezüglich ausgerichtete Untersuchungen, die im Rahmen der Arbeiten des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführt werden, sind jedoch noch nicht abgeschlossen, so daß eine weitergehende Erklärung gegenwärtig nicht möglich ist.

Weiterführende Untersuchungen an Normalbeton beispielsweise bezüglich der Aufheizgeschwindigkeit und des Einflusses der Ausgangsfeuchte des Betons auf die  $\varphi$ -Werte haben gegenüber den bisherigen Ausführungen zu keinen grundsätzlich neuen Aussagen geführt. Für Leichtbeton wurde der Einfluß der Betonfeuchte bereits diskutiert. Man kann davon ausgehen, daß für Normalbeton vergleichbare Abhängigkeiten bestehen [13]. Der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit bedarf dagegen noch einer ausführlichen Erläuterung.

In den Arbeiten [38] und [39] sind bezüglich des Einflusses der Aufheizgeschwindigkeit auf die Übergangsverformungen einige Angaben zu finden. Grundsätzlich läßt sich sagen, daß der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit vergleichsweise klein ist. In dem für den Katastrophenfall Brand praktisch wichtigen Aufheizbereich von 0,5 bis 4,0 K min<sup>-1</sup> wurden bei 10 und 20 %iger Ausnutzung des Betons nur sehr geringe Unterschiede in den Verformungen während der Aufheizung beobachtet (s. Bild 35)<sup>+</sup>). Diese Beobachtung ist einigermaßen überraschend denn sie besagt, daß das

---

<sup>+</sup>) Man beachte, daß die elastischen Verformungen bei 20 °C auf dem Bild 35 nicht mit angegeben sind.

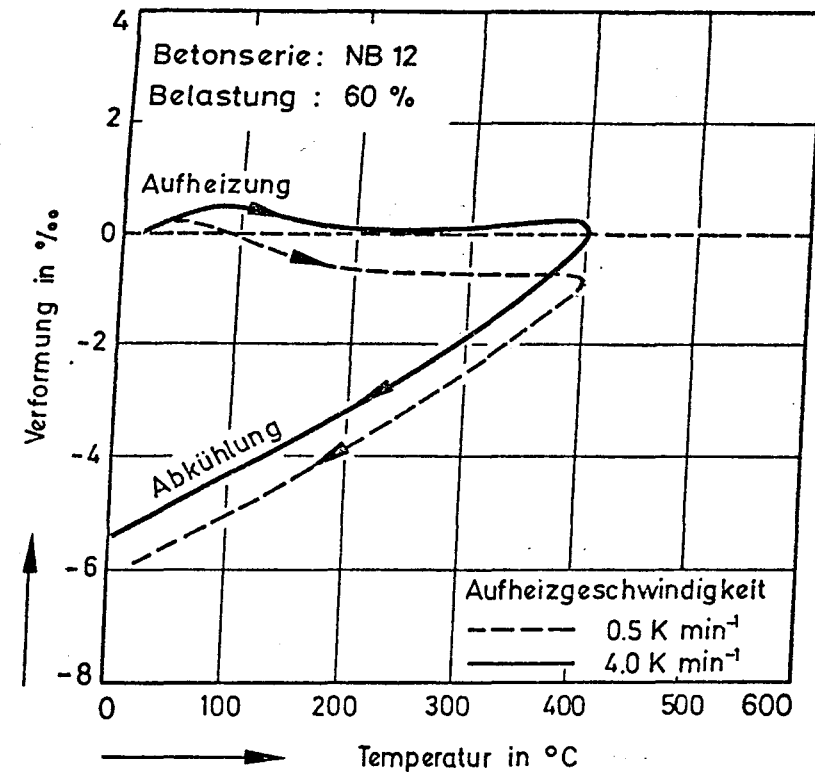
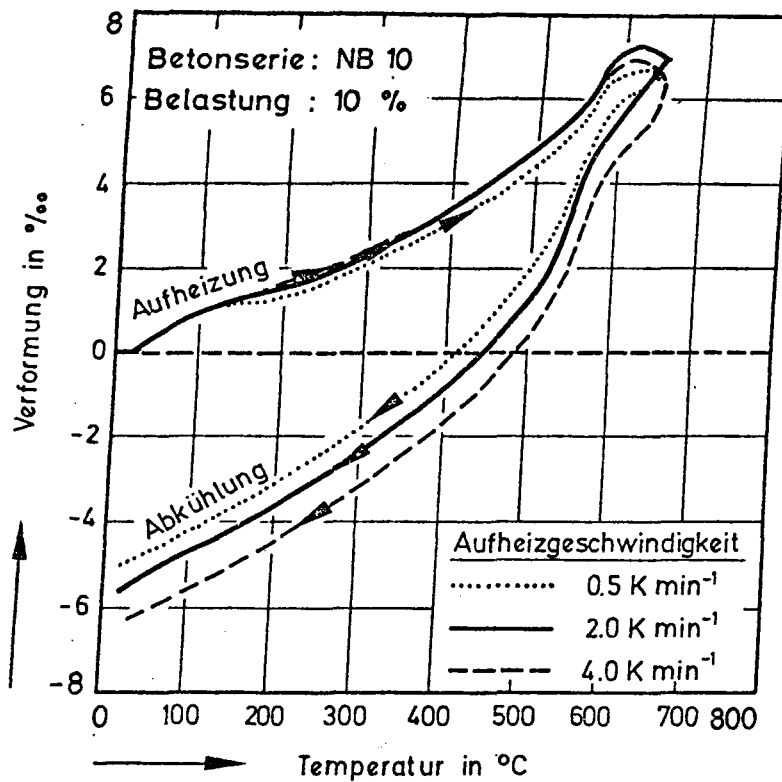


Bild 35: Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit auf die Verformung von Normalbeton unter einachsigen Druck



Übergangskriechen in dem untersuchten Aufheizbereich praktisch keinem Zeiteinfluß unterliegt - entscheidend ist die jeweilige Temperaturhöhe. Es zeigt sich an dieser Stelle, daß die dem Übergangskriechen zugrundeliegende thermodynamische Betrachtungsweise (vergl. Abschnitt 3.1.3) zu erheblichen Vereinfachungen vor allem in der theoretischen Beschreibung des Problems führt. Erst bei Beanspruchungen oberhalb 45 % der Kurzzeitbruchlast macht sich ein Zeiteinfluß auf das Übergangskriechen deutlicher bemerkbar, d. h. langsam aufgeheizte Proben zeigen durchweg größere Verformungen als schnell aufgeheizte Proben. Bei der Aufheizung von hochbelasteten Betonproben (Ausnutzung  $P = 60 \%$ ) mit  $0,5$  und  $4,0 \text{ K min}^{-1}$  sind nach Bild 35 bei  $400^\circ\text{C}$  beispielsweise Verformungsdifferenzen von knapp 1 % zu beobachten. Bedenkt man, daß sich die Aufheizgeschwindigkeiten in diesem Fall um fast eine Zehnerpotenz unterscheiden, so erscheint diese Differenz in der Tat vergleichsweise klein. Das Übergangskriechen beträgt unter diesen Bedingungen übrigens insgesamt etwa 6 bis 7 ‰, d. h. bei Vernachlässigung des Einflusses der Aufheizgeschwindigkeit auf die Verformungen liegen die Fehler immer noch unter 20 %.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß ein Übergangskriechen auch bei wesentlich geringeren Aufheizgeschwindigkeiten als hier angegeben eintritt. Einige Versuche von Illston [46] wurden bei einer Aufheizung mit  $5 \text{ K h}^{-1}$  durchgeführt, ohne daß eine entscheidende Änderung der Phänomene zu beobachten war. Die hier dargelegten Ergebnisse lassen sich naturgemäß jedoch nicht ohne weiteres über den angegebenen Bereich der Aufheizgeschwindigkeiten hinaus extrapolieren, d. h. für extrem langsame Aufheizvorgänge sind auf jeden Fall zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Hinsichtlich der theoretischen Überlegungen ergeben sich daraus allerdings keine Einschränkungen, solange die Voraussetzungen des Abschnitts 3.2 eingehalten werden. Die  $\varphi$ -Funktionen können auch in solchen Fällen gemäß Gl. (3.38) ermittelt werden.

Für praktisch relevante Fälle sind die auf Bild 36 für zwei Betonarten angegebenen  $\varphi$ -Funktionen ausreichend. Das Bild 36 zeigt, daß die über sämtliche Spannungsbereiche gemittelten  $\varphi$ -Werte recht gut mit den analytischen Funktionen übereinstimmen.

Ein direkter Vergleich von Meß- und Rechenwerten bestätigt die Güte der angegebenen Funktionen. Auf Bild 37 sind u. a. die Werte für den unter-

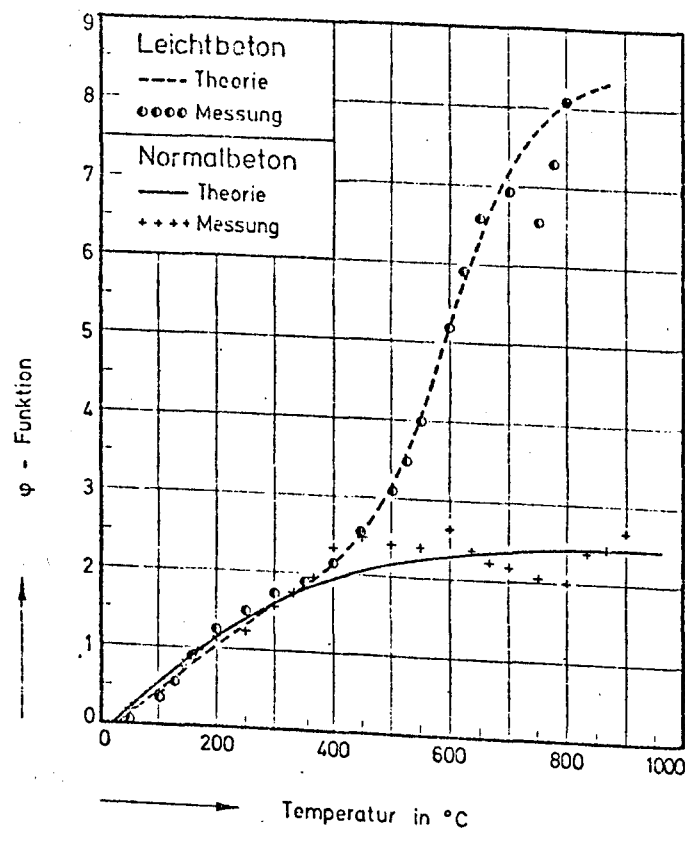


Bild 36: Vergleich der gemessenen Mittelwerte von  $\varphi$  mit ihren analytischen Approximationen

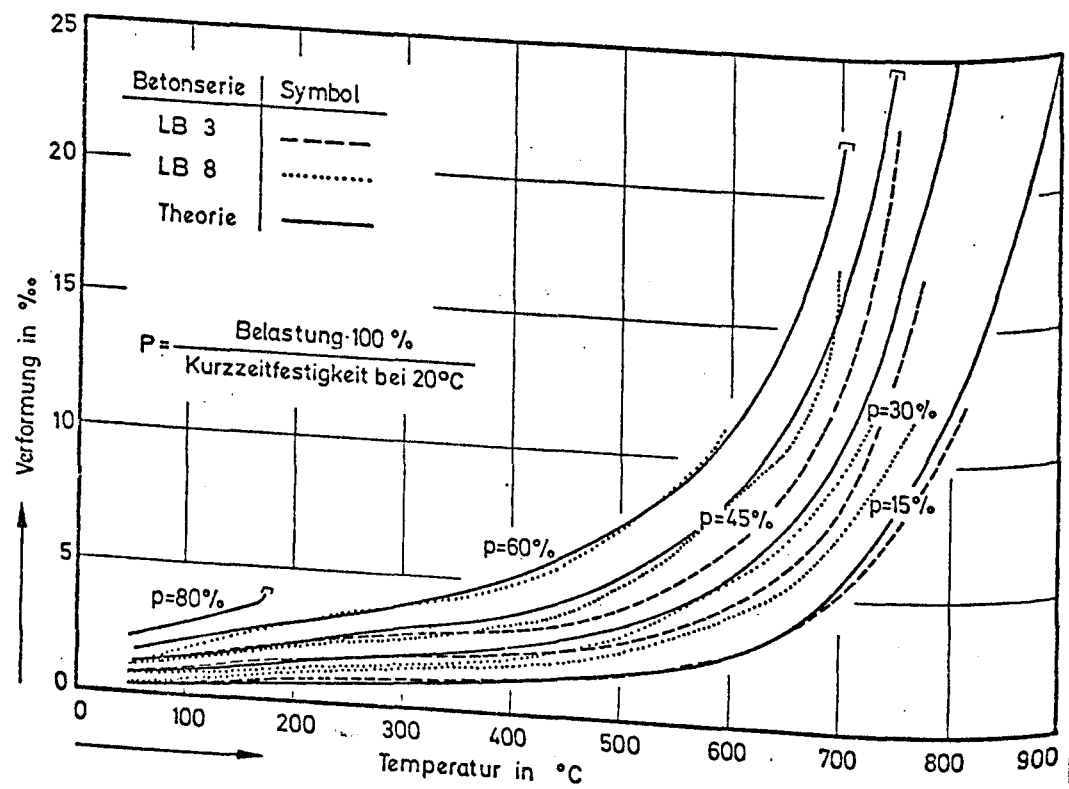


Bild 37: Vergleich der Rechen- und Meßwerte von Konstruktionsleichtbeton

suchten Konstruktionsleichtbeton zusammengefaßt. Angegeben ist jeweils die Verformungsdifferenz  $\epsilon_{th} - \epsilon_{ges}$ , d. h. derjenige Verformungsanteil, der gemäß Gl. (3.39) berechnet wird.

Im großen und ganzen geben die Rechenwerte die Meßergebnisse gut wieder. Bei Temperaturen oberhalb 600 °C nehmen die Unterschiede zwischen Messung und Rechnung allerdings zu. Man kommt dann allerdings relativ rasch in den Bereich der völligen Zerstörung des Materials, so daß sämtliche Messungen und somit auch die Prognosen vergleichsweise großen Schwankungen unterliegen. Eine etwas geänderte Darstellung für Normalbeton (s. Bild 38) bestätigt den gewonnenen Eindruck. Auf diesem Bild ist die Gesamtverformung  $\epsilon_{ges}$  des Betons unter Berücksichtigung der thermischen Ausdehnung angegeben, so daß man die für Warmkriechmessungen typischen Verformungskurven erhält. Wiederum erkennt man, daß auch hier die Meß- und Rechenwerte gut übereinstimmen.

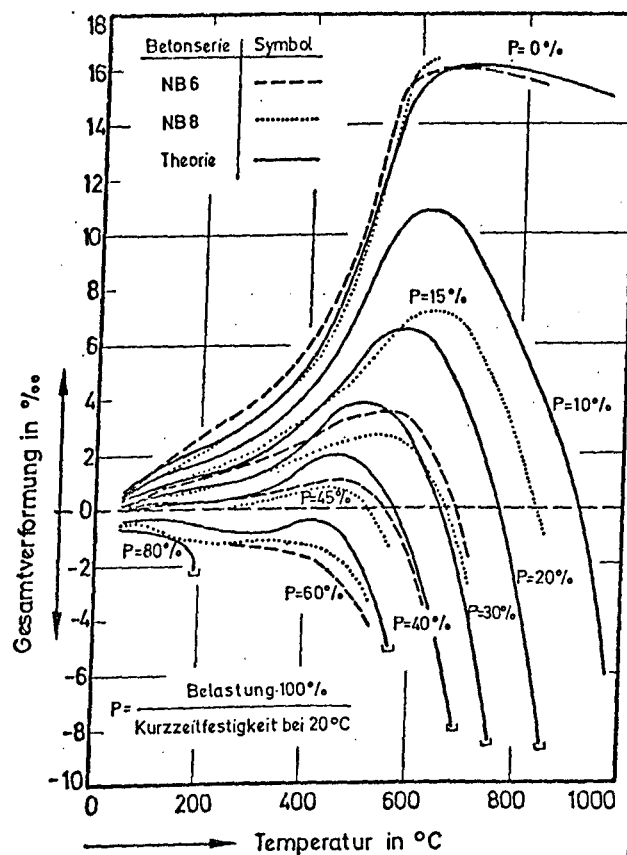


Bild 38: Vergleich der Rechen- und Meßwerte von Normalbeton

Das gleiche Konzept, das instationäre Kriechen mit Hilfe von  $\varphi$ -Funktionen zu beschreiben, wurde versuchsweise auch auf Normalbetone mit anderen Zuschlagstoffen übertragen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in den Bildern 39, 40 und 41 dargestellt. Sie enthalten die gemessenen  $\varphi$ -Werte von Normalbetonen mit Kalksteinzuschlag (Bild 39), Basaltsplittzuschlag (Bild 40) und Sandsteinzuschlag. Die Ergebnisse zeigen auch hier, daß ebenso wie beim Leichtbeton und beim Normalbeton mit quarzitischem Zuschlag im instationären Temperaturfall kein systematischer Zusammenhang zwischen den  $\varphi$ -Werten und den jeweils aufgetragenen Spannungen besteht. Die Gleichung (3.39)

$$\varphi(\bar{\sigma}, \bar{\vartheta}) = \varphi(\bar{\vartheta})$$

behält also auch für diese Betone, die sich hinsichtlich ihres Dehnverhaltens und ihrer sonstigen Verformungskenngrößen (z. B. E-Modul) und zum Teil auch in der Festigkeit doch recht kräftig unterscheiden, ihre Gültigkeit.

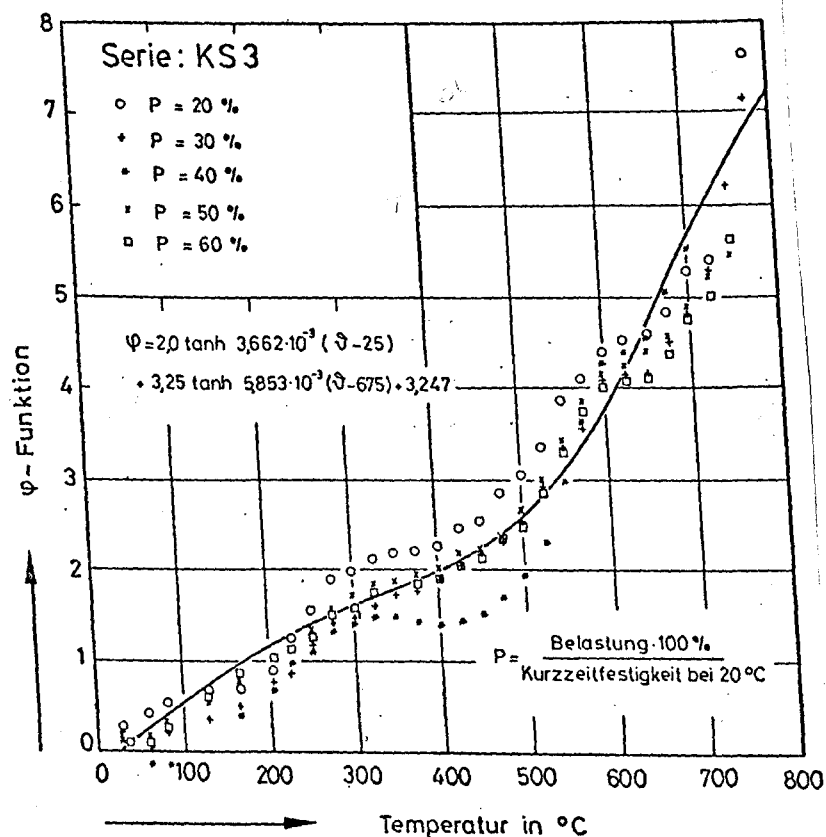
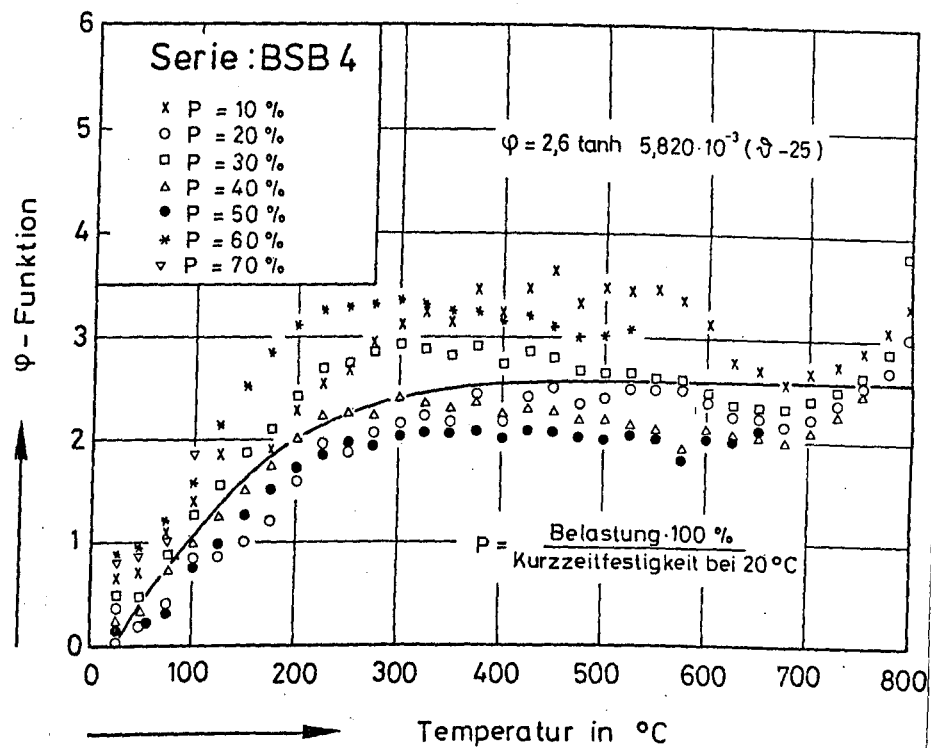
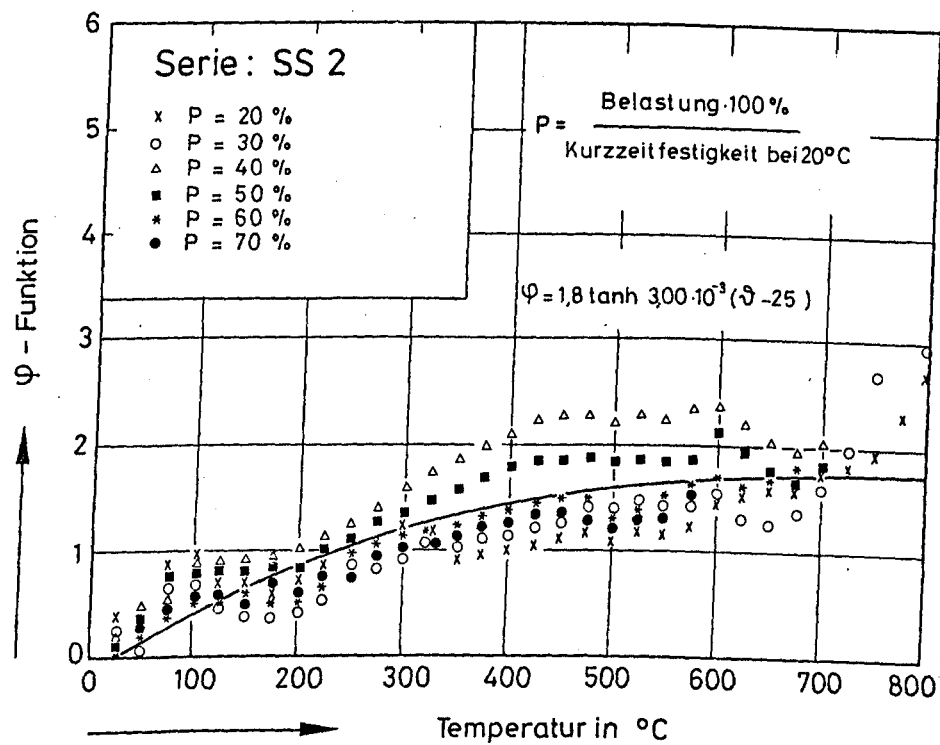


Bild 39: Gemessene  $\varphi$ -Werte und angenäherte  $\varphi$ -Funktion von Normalbeton mit Kalksteinzuschlag



**Bild 40:** Gemessene  $\varphi$ -Werte und angenäherte  $\varphi$ -Funktion von Normalbeton mit Basaltsplittzuschlag



**Bild 41:** Gemessene  $\varphi$ -Werte und angenäherte  $\varphi$ -Funktion von Normalbeton mit Sandsteinzuschlag

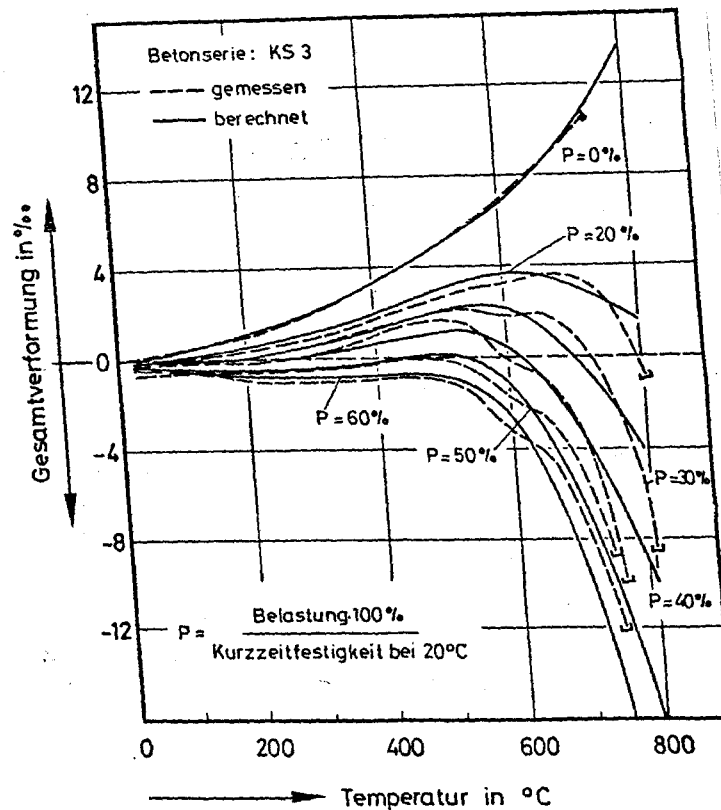


Bild 42: Vergleich von gemessenen und berechneten Werten der Gesamtverformung von Kalksteinbeton

Vergleicht man diese  $\varphi$ -Werte mit den  $\varphi$ -Werten des Normalbetons mit quarzitischem Zuschlag (Bild 34) und mit den  $\varphi$ -Werten des Leichtbetons (Bild 32 und 33), so stellt man fest, daß im Temperaturbereich bis 400 °C die Bänder der  $\varphi$ -Werte der Betone mit Quarzit-, Kalksplitt- und Blähtonzuschlag nahezu identisch sind. Die Bänder der  $\varphi$ -Werte für Basaltbeton und Sandsteinbeton liegen dagegen etwas oberhalb bzw. unterhalb der  $\varphi$ -Werte der anderen Betone. Ein Grund für die Abweichung dürfte unter anderem auch in der schwierigen, oft mit starken Streuungen behafteten Ermittlung der E-Moduln und in dem entsprechenden Ansatz bei der rechnerischen Ermittlung der  $\varphi$ -Werte, der recht empfindlich auf Änderungen des E-Moduls reagiert, liegen.

Das stärkere Kriechen von Blähtonbeton oberhalb von 450 °C dürfte, wie schon bemerkt, mit dem Schrumpfen bzw. bei noch höheren Temperaturen mit dem Sintern der Zuschlagkörner zu erklären sein.

Ein Anstieg des Kriechens bei hohen Temperaturen wurde wie beim Blähtonbeton beim Kalksteinbeton gefunden, auch die anderen Betone zeigen

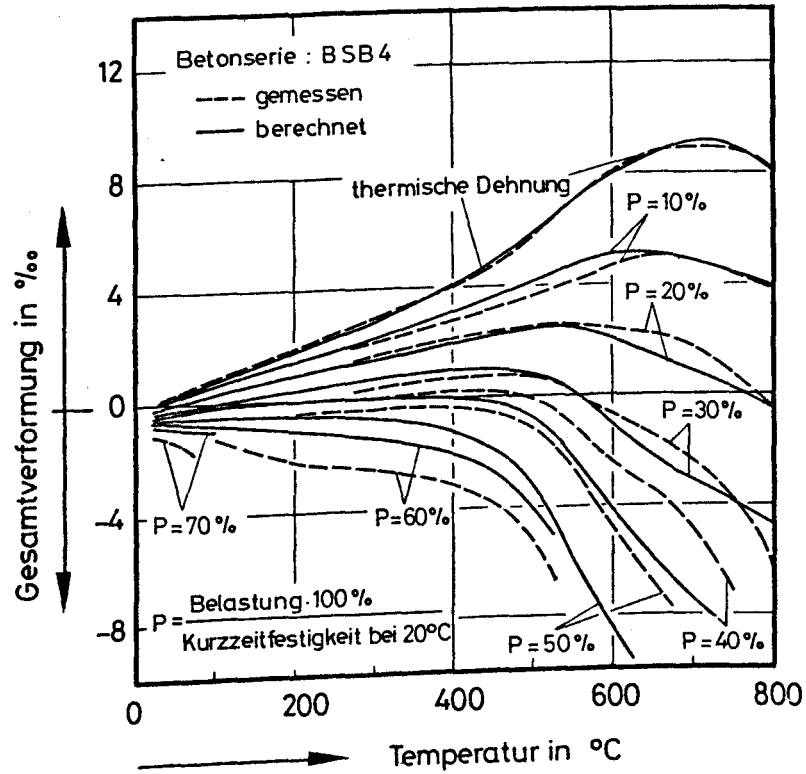


Bild 43: Vergleich von gemessenen und berechneten Werten der Gesamtverformung von Basaltsplittbeton

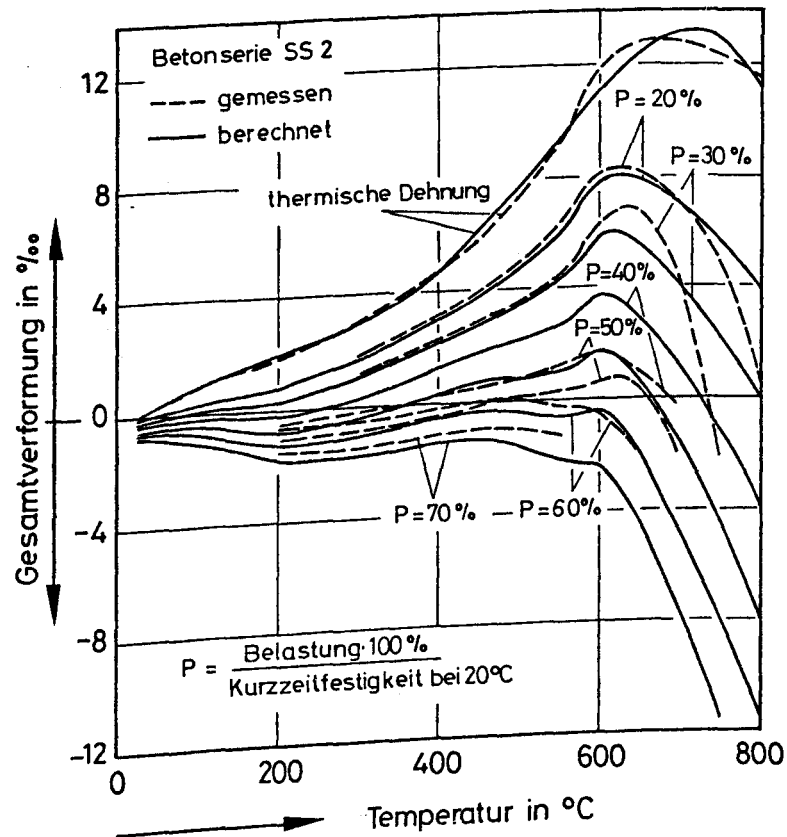


Bild 44: Vergleich von gemessenen und berechneten Werten der Gesamtverformung von Sandsteinbeton

diesen Anstieg des Kriechens (vergl. Bild 40 und 41), jedoch erst bei noch höheren Temperaturen. Nach den Gründen dafür wurde bisher noch nicht geforscht. Wahrscheinlich müßte man bei den sehr hohen Temperaturen den haufwerkartigen Charakter des Betons stärker berücksichtigen.

Ebenso wie für den Normalbeton mit quarzitischem Zuschlag und den Leichtbeton lassen sich die  $\varphi$ -Funktionen am zweckmäßigsten mit Hyperbelfunktionen analytisch darstellen (Bild 39, 40 und 41). Die  $\varphi$ -Funktionen unterscheiden sich also nur geringfügig durch die etwas unterschiedlichen Parameter der Hyperbelfunktionen bzw. beim Kalksplittbeton und beim Blähtonbeton durch Zusatzterme, die jedoch erst bei Temperaturen oberhalb 450 bis 500 °C wirksam werden.

Die Bilder 42, 43 und 44 zeigen noch einmal den direkten Vergleich zwischen den gemessenen und den aus den analytischen Ausdrücken für E-Modul, thermische Dehnung und  $\varphi$ -Funktion rechnerisch bestimmten Gesamtverformungen. Deutliche Abweichungen ergeben sich auch hier erst bei Temperaturen oberhalb 500 bis 600 °C, bei denen die Zerstörung des Betons bereits erheblich vorangeschritten ist, und bei sehr hohen Ausnutzungsgraden (vgl. Bild 43,  $P = 60$  bzw.  $70 \%$ ), was im Grunde verständlich ist, da es sich hinsichtlich der Spannungen um einen linearen Ansatz handelt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß es mit der vorgestellten linearen Kriechtheorie möglich ist, auf relativ einfache Art und Weise das Verformungsverhalten von Beton unter instationärer Temperaturbeanspruchung mit sehr guter Genauigkeit rechnerisch zu erfassen. Sämtliche Verformungen lassen sich mit den analytisch angegebenen Materialkenngrößen E-Modul,  $\varphi$ -Funktion und thermische Dehnung hinreichend gut beschreiben. Die Theorie kann offenbar auf Betone unterschiedlichster Zusammensetzung ohne Einschränkung unbesehen der materialtypischen Unterschiede in E-Modul, thermischer Dehnung und  $\varphi$ -Funktion angewendet werden.

Darüber hinaus konnte gezeigt werden (s. Abschnitt 3.4.5), daß hinsichtlich der Spannungsgeschichte eine lineare Superposition möglich ist.



Abschließend muß jedoch festgestellt werden, daß gegenüber ersten Vermutungen nicht für alle Betone eine einzige  $\varphi$ -Funktion existiert, sondern daß für Betone, die stark von den hier vorgestellten Betonen in ihrer Zusammensetzung abweichen oder bei erforderlicher höherer Genauigkeit, gesondert  $\varphi$ -Funktionen, thermische Dehnung und E-Modulverlauf experimentell ermittelt werden müssen.

Ebenso ist der Einfluß der Betonfeuchtigkeit auf den Verlauf der  $\varphi$ -Funktion noch nicht befriedigend geklärt.

#### 3.4.3 Ursachen der raschen Kriechvorgänge bei instationären Temperaturen

An dieser Stelle sei erwähnt, daß das hier beschriebene Materialverhalten des Betons bisher nicht ausreichend zu erklären ist. Tatsache ist, daß man bei rascher Aufheizung ( $2 \text{ K min}^{-1}$ ) eines belasteten Leichtbetons auf  $450^\circ\text{C}$  nach rd. 3,5 h einen  $\varphi$ -Wert von 2,5 erhält. Für einen isothermen Kriechvorgang bei  $450^\circ\text{C}$  benötigt man zur Erreichung des gleichen  $\varphi$ -wertes gemäß Bild 20 etwa 130 h! Selbst mit der extremen Annahme, daß der Beton als vollkommen "gedächtnisloses" Material behandelt werden kann, sind die zeitlichen Unterschiede im Verformungsablauf, wie rechnerische Untersuchungen gezeigt haben, nicht zu erklären.

Aus baustoffkundlicher Sicht können vor allem zwei Gründe für das beobachtete Verhalten genannt werden. Man kann davon ausgehen, daß im thermisch belasteten Betongefüge grundsätzlich Risse entstehen. Als Ursache dafür kommen u. a. Entwässerungs- und Dehydratationsvorgänge sowie Inkompatibilitätseffekte in Frage. Die Zunahme der Rißdichte äußert sich bei einer zusätzlichen Belastung des Materials durch Verformungen. Der Verformungsablauf wird im instationären Fall nur durch drei Effekte zusätzlich beeinflusst: Die Ausdampfung des Betonwassers führt offenbar zu einem raschen Abbau des Quelldrucks in den Mikroporen, so daß sich die nunmehr freien Oberflächen gegenseitig anziehen können (van der Waals' Kräfte). Weiterhin wird der aus der Porenstruktur austretende Wasserdampf zwischen den Rißflächen als Gleitmittel wirken, so daß sich auch aus diesem Grunde eine höhere Verformungsgeschwindigkeit einstellen kann. Und schließlich dürfte auch das Rißwachstum selbst durch den Wasserdampf beeinflusst werden, z. B. durch Herabset-

zung der Oberflächenenergien an den Rißspitzen infolge der Benetzung. Dieser Erklärung widerspricht auch nicht die Beobachtung von Illston [46], daß das erhöhte Kriechen bei instationärer Temperatureinwirkung auch bei wassergesättigten, versiegelten Betonproben zu beobachten ist. Es kann sicherlich davon ausgegangen werden, daß die Zunahme der Rißdichte im Beton während eines Aufheizvorganges davon abhängen wird, welche äußeren Kräfte auf das Material einwirken. Noch wichtiger scheint in diesem Zusammenhang jedoch die Tatsache, daß während der Erwärmung versiegelter, z. B. unter Wasser gelagerter Betonproben, grundsätzlich auch mit Feuchtwanderungen in der Porenstruktur zu rechnen ist. Dieses ist allein schon durch die vergleichsweise große Volumendehnung des Wassers bei Temperaturen unter 100 °C begründet. Sofern sich der Beton also infolge einer äußeren Beanspruchung zu verformen beginnt, wobei es zu den erwähnten Gleit- und Verschiebungsvorgängen in der Betonstruktur kommt, wird der beschriebene Feuchtetransport die inneren Reibungsverhältnisse sicherlich beeinflussen und möglicherweise auf diese Weise ebenfalls zu einer erhöhten Verformungsgeschwindigkeit beitragen.

Daß der Feuchtehaushalt des Betons bzw. die Feuchtwanderung im Beton mit dem Übergangskriechen im Zusammenhang steht, geht bereits aus den Untersuchungen hervor, die in [13] veröffentlicht sind. Eine Betonprobe wurde z. B. mit 45 % ihrer Kurzzeitfestigkeit belastet und mit  $2 \text{ K min}^{-1}$  auf 450 °C erwärmt. Daran anschließend wurde sie - unter konstanter Belastung stehend - abgekühlt. Nach Erreichen der Raumtemperatur wurde diese Probe ein zweites Mal diesem Versuch unterworfen. Im Anschluß daran wurde sie 7 Tage unter Wasser gelagert und dann erneut den beiden beschriebenen Temperaturzyklen unterworfen. Während der Temperatureinwirkung wurde die Gesamtverformung der Probe gemessen. Folgendes wurde festgestellt:

Beim erstmaligen Erwärmen der Probe traten die üblichen Kriechverformungen (Übergangskriechen) auf, so daß sich nach der Abkühlung eine Stauchung von rd.  $6,8 \text{ } \text{‰}$  ergab. Der zweite Temperaturzyklus lief dagegen ohne Kriechen nahezu reversibel ab. Die Reststauchung betrug bei einem Anfangswert von  $6,8 \text{ } \text{‰}$  dementsprechend  $7,3 \text{ } \text{‰}$ . Beim dritten Temperaturzyklus - also nach der Wasserlagerung trat dagegen erneutes Übergangskriechen auf, so daß nach der Abkühlung wiederum Stau-

Bild 4.11  
Bruchschweig

chungen von  $6,5 \text{ ‰}$  zu beobachten waren. Der daran anschließende vierte Temperaturzyklus lief hinsichtlich der Verformungen entsprechend dem zweiten Zyklus, also ebenfalls nahezu reversibel, ab.

Wenngleich aus diesen Beobachtungen keine direkten Schlüsse hinsichtlich der Ursachen der Übergangskriechens zu ziehen sind, wird dennoch deutlich, daß die Betonfeuchte und die im instationären Temperaturfall einsetzenden Transportvorgänge im Beton ehestens zur Beschreibung der diskutierten Verformungsvorgänge herangezogen werden können. Weiterführende diesbezügliche Untersuchungen sind jedoch erforderlich.

#### 3.4.4 Versagenskriterien

Für die Anwendung der hier aufgezeigten Beziehungen ist die Frage des Materialversagens bzw. die Angabe geeigneter Bruchkriterien von großer Bedeutung. Im Prinzip stehen dazu verschiedene Möglichkeiten und Ansätze zur Verfügung, und es ist schwierig, von vornherein zu entscheiden, welche Materialeigenschaften, z. B. kritische Verformungen, Verformungsgeschwindigkeiten oder Betontemperaturen, dazu ehestens geeignet sind. In den bisher vorliegenden Veröffentlichungen über Warmkriecheigenschaften von Beton wird in diesem Zusammenhang vorzugsweise auf die kritische Betontemperatur Bezug genommen [13]. Darunter versteht man diejenige Temperatur, die ein unter konstanter Druckbeanspruchung homogen erwärmter Betonkörper bis zum Versagen gerade erreicht hat.

Auf Bild 45 sind die anhand eigener Messungen ermittelten kritischen Betontemperaturen für Leicht- und Normalbeton angegeben. Man erkennt deutlich die wesentlichen Unterschiede in den beiden Betonarten. Insbesondere ist bei Leichtbeton bereits knapp oberhalb  $100 \text{ °C}$  ein Versagen zu erwarten, wenn die Druckspannungen im Material bei 70 % der Kurzzeitbruchlast liegen. Derartig hohe Belastungen sind bei raschen Aufheizvorgängen (Brandfall) infolge der geringen Wärmeleitfähigkeit des Leichtbetons (Temperaturspannungen) leicht möglich. Entsprechende, zum Teil negative Bauteilerfahrungen, die bei Normbrandversuchen gewonnen wurden, liegen vor. Im Hochtemperaturgebiet verwischen sich die Unterschiede zwischen Leicht- und Normalbeton. Teilweise liegen die kritischen Temperaturen des Leichtbetons sogar oberhalb derjenigen des Nor-

malbetons. Im Bereich der Gebrauchsspannungen (30 % Belastung) liegen diese in beiden Fällen zwischen 700 und 800 °C - ein gegenüber anderen Konstruktionsbaustoffen vergleichsweise hoher Wert.

Es interessiert nun die Frage, welche maximalen Bruchstauchungen den kritischen Betontemperaturen jeweils zugeordnet werden können. Hierauf eine generelle Antwort zu geben, ist allerdings schwierig, weil kurz vor dem Versagen des Materials kurzzeitig relativ hohe Verformungsgeschwindigkeiten auftreten, so daß der genaue Versagenszeitpunkt in der Bruchphase nur ungefähr zu bestimmen ist. Andererseits ist vollkommen klar, daß die maximalen Bruchstauchungen von Leicht- und Normalbeton unter Gebrauchslast während einer instationären Temperatureinwirkung gegenüber den bekannten Werten bei Raumtemperatur deutlich ansteigen. Einen ersten Anhalt über die zu erwartenden Werte liefern u. a. die Bilder 37 und 38. Danach betragen die kritischen Bruchstauchungen beispielsweise bei 30 %iger Druckbeanspruchung für Leichtbeton 20 %, also etwa das Sechsfache der bei Raumtemperatur anzusetzenden Werte. Für andere Ausnutzungsgrade erhält man ähnliche, vergleichsweise hohe Bruchstauchungen - ein typisches Merkmal einer weitgehend druckbeanspruchten, dehydratisierten, nach Weiß [19] mit einem Haufwerk vergleichbaren Betonstruktur.

Aufgrund der erwähnten Schwierigkeiten schien es nicht ratsam, über die Angaben der Bilder 37 und 38 hinaus zu versuchen, gesonderte Darstellungen über die maximalen Bruchstauchungen von Leicht- und Normalbeton zu gewinnen. Eindeutigere Aussagen versprach die Untersuchung der jeweiligen Verformungsgeschwindigkeiten. Aus Gl. (3.37) ergibt sich für die belastungsabhängige Verformungsgeschwindigkeit bei konstanter Last

$$\dot{\epsilon} = \sigma \cdot \left( \frac{1}{E} \cdot \frac{d\varphi}{dt} - \frac{(1+\varphi)}{E^2} \cdot \frac{dE}{dt} \right), \quad (3.42)$$

woraus man für einen linearen Aufheizvorgang in dimensionsbereinigter Schreibweise

$$\epsilon = \frac{\sigma}{\sigma_B} \cdot \left( \frac{\sigma_B}{E_0} \right) \cdot w \cdot \left\{ \frac{1}{E/E_0} \cdot \frac{d\varphi}{d\vartheta} - \frac{(1+\varphi)}{(E/E_0)^2} \cdot \frac{d(E/E_0)}{d\vartheta} \right\} \quad (3.43)$$

erhält. Neben dem temperaturabhängigen E-Modul besitzen danach die  $\varphi$ -Funktion und die Aufheizgeschwindigkeit (!) einen Einfluß auf die Kriechgeschwindigkeit. Unter Verwendung der in Abschnitt 3.4.2 angegebenen Kennwerte wurden die Verformungsgeschwindigkeiten von Leicht- und Normalbeton nach Gl. (3.43) berechnet, wobei eine mittlere Aufheizgeschwindigkeit von 2 K/min zugrunde gelegt wurde. Dieser Wert ist insbesondere deshalb gewählt worden, weil die auf Bild 45 dargestellten kritischen Betontemperaturen anhand von Versuchen gewonnen wurden, in denen die gleiche Aufheizgeschwindigkeit zur Anwendung kam. Damit wird erreicht, daß den im folgenden zu diskutierenden Versagenskriterien Versuchsergebnisse gegenübergestellt werden können, denen vergleichbare thermische Randbedingungen zugrunde liegen.

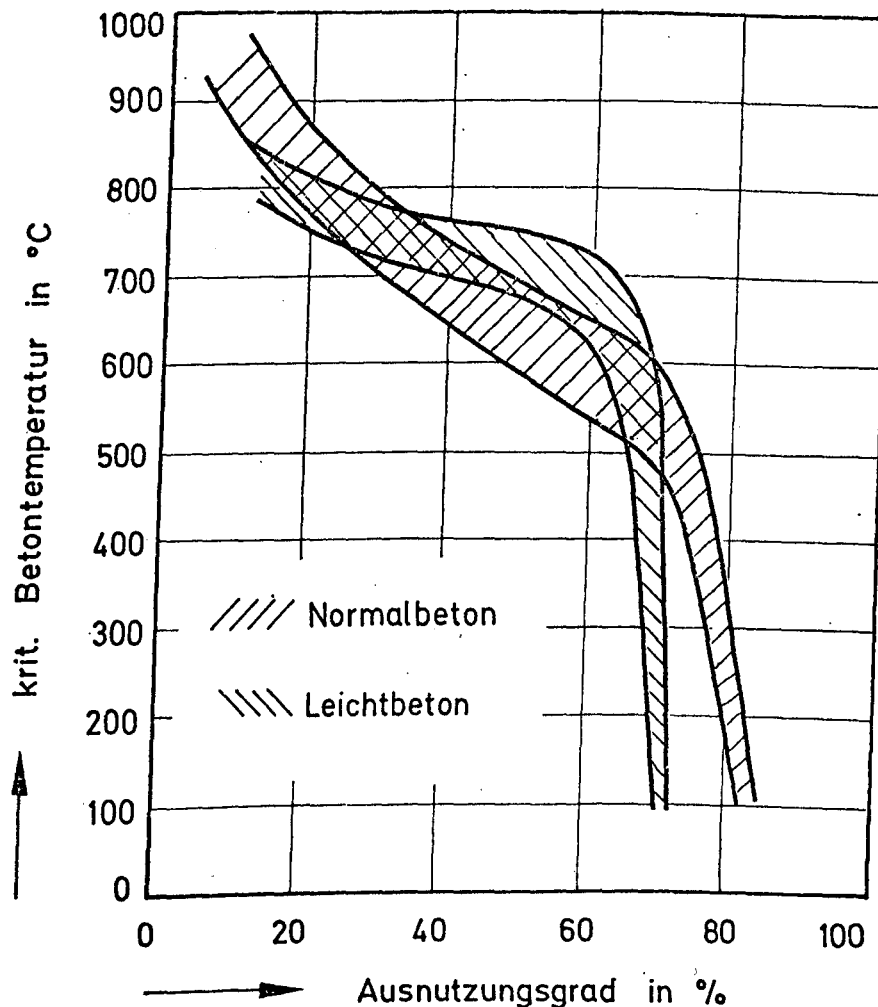


Bild 45: Kritische Betontemperaturen von Leicht- und Normalbeton

Auf den Bildern 46 und 47 sind die so berechneten Verformungsgeschwindigkeiten dargestellt: Beim Leichtbeton sind die Geschwindigkeiten unter 300 °C nahezu konstant und können für den Gebrauchsfall mit rd.  $1 \cdot 10^{-4} [\% s^{-1}]$  angegeben werden. Oberhalb 300 °C steigen diese Geschwindigkeiten jedoch rasch an, wobei Maximalwerte von  $7 \cdot 10^{-3} [\% s^{-1}]$  erreicht werden. Demgegenüber weist der Normalbeton auch im unteren Temperaturbereich bereits eine Geschwindigkeitszunahme auf, wobei im gesamten Bereich die Verformungsgeschwindigkeiten des Leichtbetons bei gleicher Spannungsausnutzung deutlich übertroffen werden. Zwischen 350 °C und 500 °C kommt es dann zu einem überproportional Geschwindigkeitsanstieg - nach Gl. (3.43) eine direkte Folge der starken Abnahme des Elastizitätsmoduls des Normalbetons in diesem Temperaturgebiet. Danach stabilisieren sich die Geschwindigkeiten etwas. Sie steigen mit zunehmender Temperatur allerdings fortlaufend an, wobei Maximalwerte knapp unterhalb  $5 \cdot 10^{-3} [\% s^{-1}]$  erreicht werden.

Das Parameterfeld der so ermittelten Verformungsgeschwindigkeiten wurde durch die experimentell ermittelten Versagensbereiche ergänzt. Dazu wurden aus Bild 45 die oberen und unteren Grenzen des für jede kritische Betontemperatur ermittelten Ausnutzungsgrades abgelesen und auf die Bilder 46 und 47 übertragen. Auf diese Weise erhält man die auf diesen Bildern jeweils schraffierten Versagensbereiche und die ihnen zuzuordnenden Versagensgeschwindigkeiten.

Grundsätzlich sind für Leichtbeton und Normalbeton somit 3 Versagensbereiche zu unterscheiden. Für die Versagensgeschwindigkeiten gibt es eine sog. Hochlage, eine Tieflage und ein mehr oder weniger langgestrecktes Übergangsgebiet. In der Hochlage versagt der Beton bei einer Belastung mit weniger als 60 % seiner Kurzzeitfestigkeit, wobei die Versagenstemperaturen bei > 600 °C (Leichtbeton) und > 500 °C (Normalbeton) zu suchen sind. In der Tieflage versagen Leichtbetone bereits bei knapp 70 % ihrer Kurzzeitbruchlast zwischen 100 und 350 °C. Die vergleichbaren Werte für Normalbetone können mit 80 % und 100 bis 300 °C angegeben werden. Im erstgenannten Fall betragen die Verformungsgeschwindigkeiten  $3,5 \cdot 10^{-4} [\% s^{-1}]$ , wohingegen im zweiten Fall  $6,0 \cdot 10^{-4} [\% s^{-1}]$  erreicht werden; d. h. nach diesen Ergebnissen neigen Leichtbetone eher zum spröden Materialbruch als Normalbetone. Diese Beobachtung wird übrigens auch durch Verformungsmessungen an Leichtbeton bei 20 °C bestätigt.

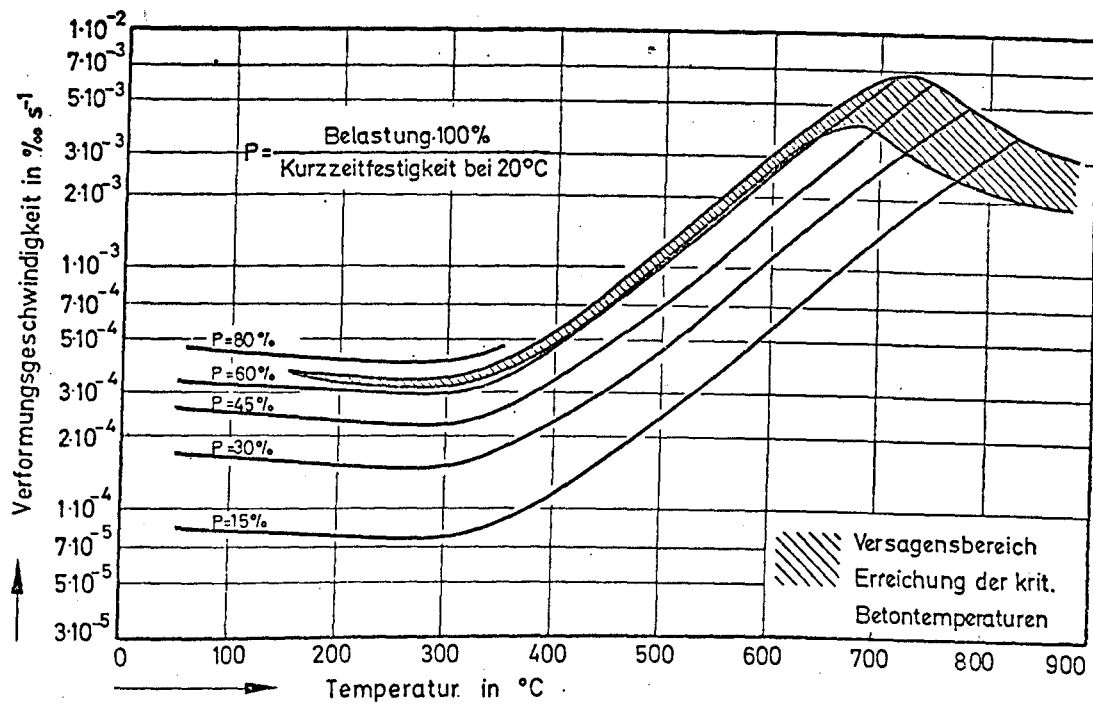


Bild 46: Geschwindigkeit der belastungsabhängigen Verformung von Leichtbeton bei Temperatureinwirkung

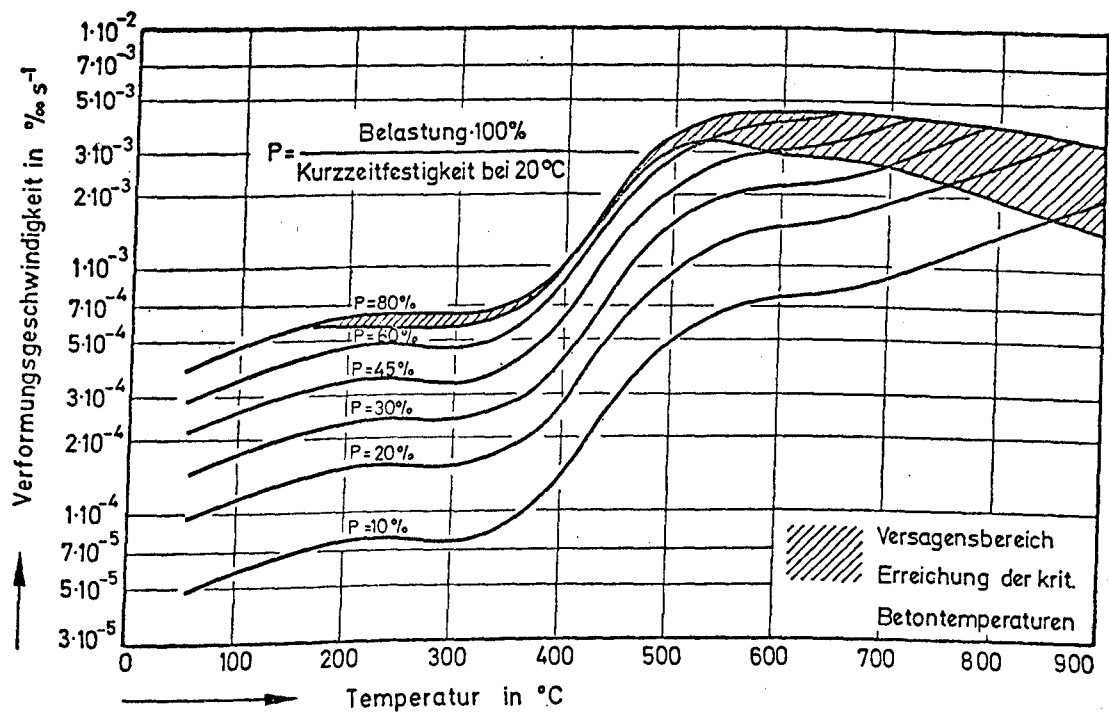


Bild 47: Geschwindigkeit der belastungsabhängigen Verformung von Normalbeton bei Temperatureinwirkung

### 3.4.5 Anwendung der Kriechfunktionen

Im folgenden werden die vorstehend entwickelten theoretischen Überlegungen auf einige Beispiele angewandt, um die Zweckmäßigkeit und Anwendbarkeit der ermittelten Beziehungen zu überprüfen. Zunächst sollen Fälle diskutiert werden, bei denen die Betonproben während der Aufheizung einer kontinuierlichen Spannungsänderung unterliegen. Im Anschluß daran werden diskontinuierliche Spannungsänderungen untersucht.

Auf Bild 48 sind die gemessenen Verformungen <sup>+)</sup>  einer mit 2 K/min aufgeheizten, unter veränderlicher Spannung stehenden Betonprobe den theoretischen Werten gegenübergestellt. Der Spannungsanstieg wurde im Versuch so gewählt, daß der ursprüngliche Ausnutzungsgrad des Betons von 15 % nach 6 h etwa 40 % beträgt. Das Bild zeigt nun, daß die theoretisch und experimentell ermittelten Verformungen im gesamten Temperaturbereich gut übereinstimmen. Selbst wenn man unterstellt, daß die Ablesegenauigkeit des Bildes nur bei 0,5 % liegt, kann man doch sagen, daß bis zu 620 °C zwischen Versuch und Rechnung nur geringe Unterschiede feststellbar sind.

Bei rd. 650 °C hat die Betonprobe im Versuch versagt. Da im vorliegenden Fall bewußt kein Bruchkriterium in das Rechenprogramm eingearbeitet worden war, um so Aufschluß über die absoluten (theoretischen) Verformungswerte zu gewinnen, steigen die Verformungen erwartungsgemäß ungehindert an. Sie erreichen schließlich einen Maximalwert von etwa 23 %. Die Verformungsgeschwindigkeit liegt zu diesem Zeitpunkt bei  $3,3 \cdot 10^{-2} [\% s^{-1}]$ , also weit oberhalb des auf Bild 47 dargestellten kritischen Bereichs, d. h. der theoretische Versagenspunkt ist bereits überschritten.

Das zweite Beispiel (vergl. Bild 49) zeigt eine mit 2 K/min aufgeheizte Betonprobe, bei der nach anfänglicher kontinuierlicher Belastungszunahme von 10 auf 50 % der Kurzzeitbruchlast ein kontinuierlicher Lastrückgang vorgegeben wurde. Im Anschluß an diesen Versuch wurde die ursprüngliche Belastung von 10 % noch etwa 40 Minuten lang konstant aufrecht erhalten. Auch dieses Bild zeigt, daß das Rechenmodell die Meß-

<sup>+)</sup>  Angegeben ist die Verformungsdifferenz  $\epsilon_{th} - \epsilon_{grs}$ , vergl. auch Bild 37.



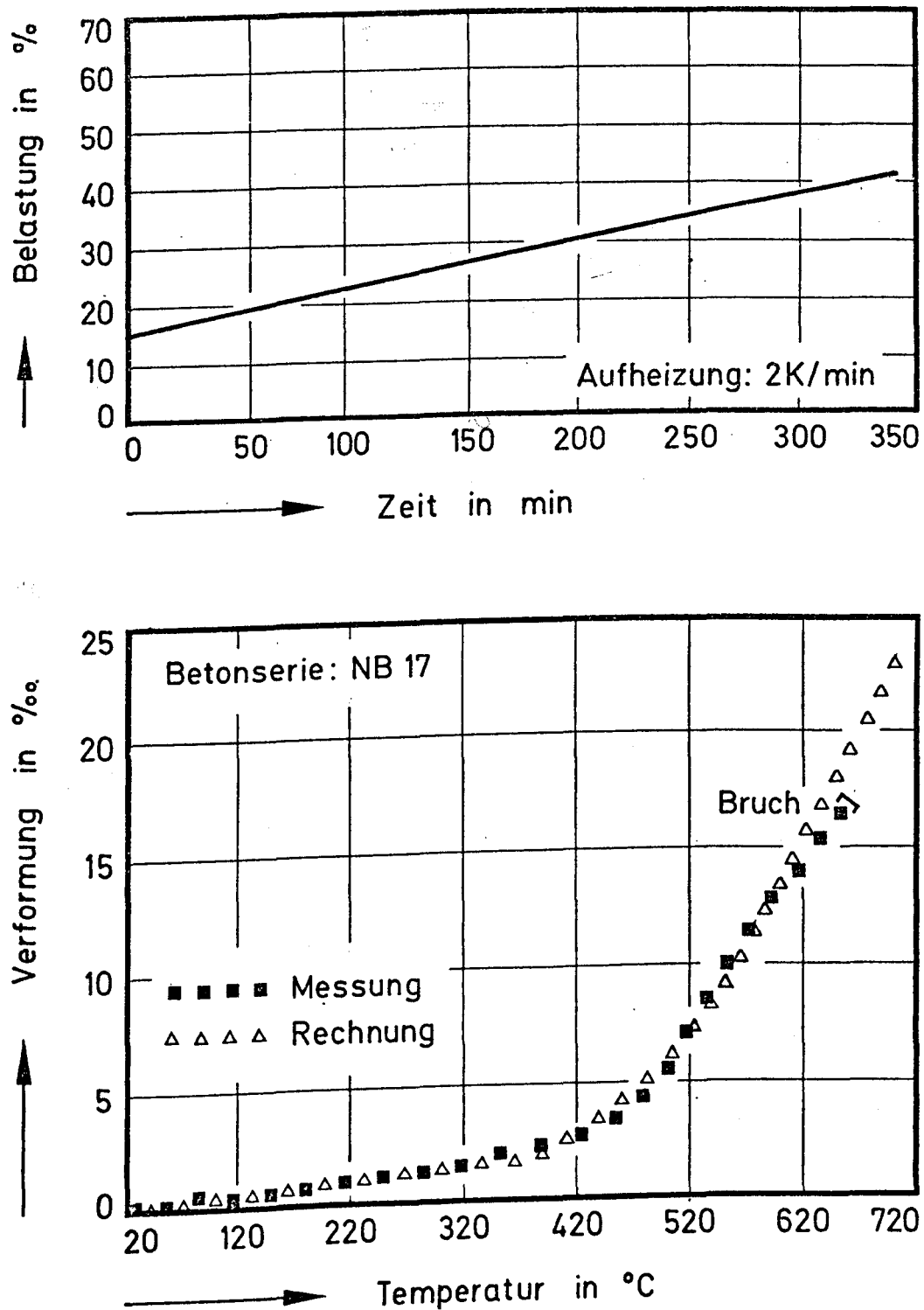


Bild 48: Gesamtverformung von Normalbeton unter veränderlicher Last und Temperatur

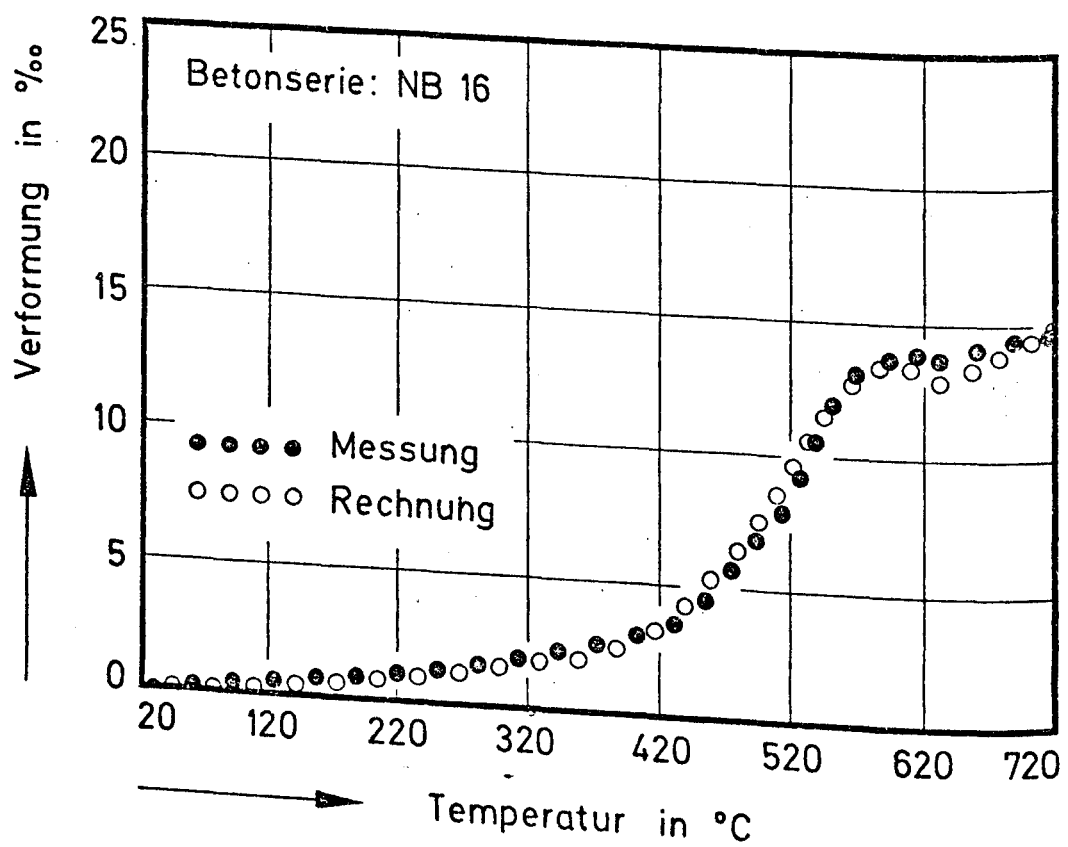
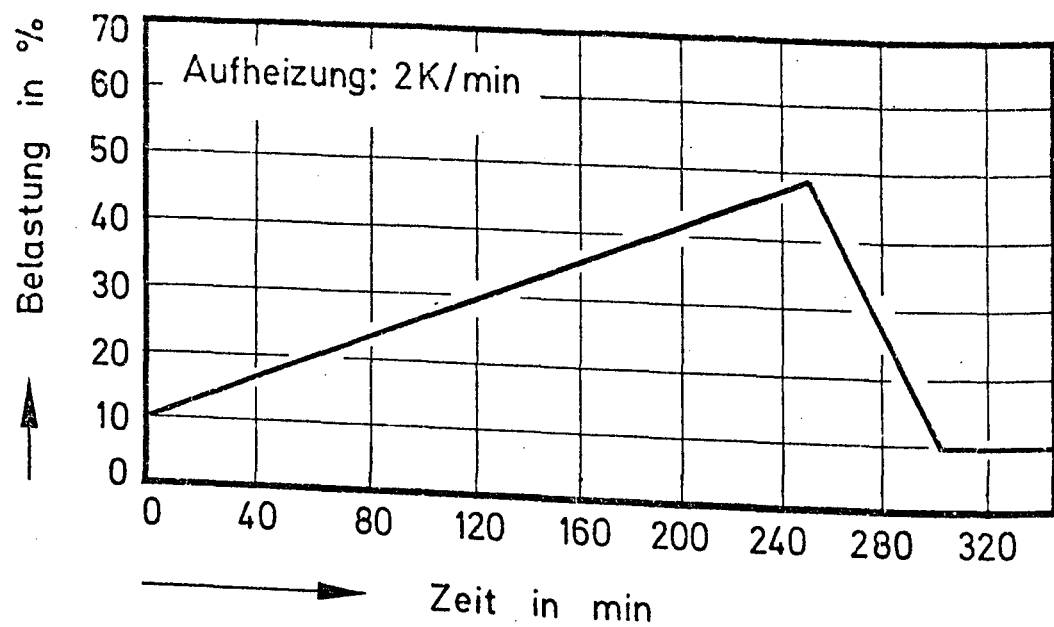


Bild 49: Gesamtverformung von Normalbeton unter veränderlicher Last und Temperatur

ergebnisse vergleichsweise gut wiedergibt. Abgesehen von der Tatsache, daß die vorliegende Darstellung eine sichere Abschätzung der Verformungen bis 220 °C kaum zuläßt (die elastische Anfangsverformung bei 20 °C liegt z. B. nur bei 0,1 %), geht aus dem Verlauf der theoretischen Kurve und den Meßwerten hervor, daß die Abweichungen auch im Hochtemperaturgebiet kaum mehr als 0,5 % betragen, wohingegen die absoluten Verformungen zwischen 10 und 15 % liegen.

Im dritten Beispiel (vergl. Bild 50) wird die diskontinuierliche Be- und Entlastung einer kontinuierlich aufgeheizten Betonprobe gezeigt. Die Probe wurde bei 200 °C von ursprünglich 30 % mit 60 % ihrer Kurzzeitbruchlast beansprucht. Bei 400 °C erfolgte eine Entlastung auf die Anfangsbelastung von 30 %, die dann bis 730 °C aufrecht gehalten wurde. Die Rechen- und Meßwerte zeigen durchweg eine gute Übereinstimmung. Erst oberhalb 620 °C treten größere Abweichungen zwischen Rechnung und Messung auf. Bei 720 °C wird die Verformung um 3 % überschätzt - der Beton ist hier allerdings kurz vor dem Versagen. Bild 50 zeigt weiterhin, daß die gemessenen elastischen Verformungen des Betons beim Be- und Entlasten kleiner sind als theoretisch vorhergesagt. Es wird in diesem Fall der Einfluß der Belastungsgeschichte auf das elastische Verhalten des Materials deutlich, ein Effekt, auf den in Abschnitt 3.2.2 (vergl. auch Bild 29) bereits hingewiesen wurde.

Als Ergänzung dazu wurde auch das Verformungsverhalten einer beheizten Betonprobe unter jeweils mehrstufiger Be- bzw. Entlastung untersucht. Ausgehend von einer 15 %igen Ausnutzung wurde die mechanische einachsige Druckbelastung der Probe in diskreten Stufen von jeweils 15 % auf maximal 60 % gesteigert. Bei 400 °C wurde die Maximallast wieder in Stufen von jeweils 15 % zurückgenommen. Die unter diesen Bedingungen gemessenen und berechneten Verformungen sind auf dem Bild 51 dargestellt. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung ist gut. Auch in diesem Fall zeigt sich allerdings ein deutlicher Unterschied in den spontan elastischen Verformungen beim Be- bzw. Entlasten. Insbesondere der Sprung bei 650 °C weist auf eine starke Überschätzung der elastischen Verformungen im Rechenmodell hin. Im Prinzip zeigen die theoretischen und die gemessenen Kurven bis 750 °C jedoch die gleiche Tendenz. Bei einer Gesamtverformung von fast 20 % liegen die maximalen Unterschiede ungefähr bei 1 %.

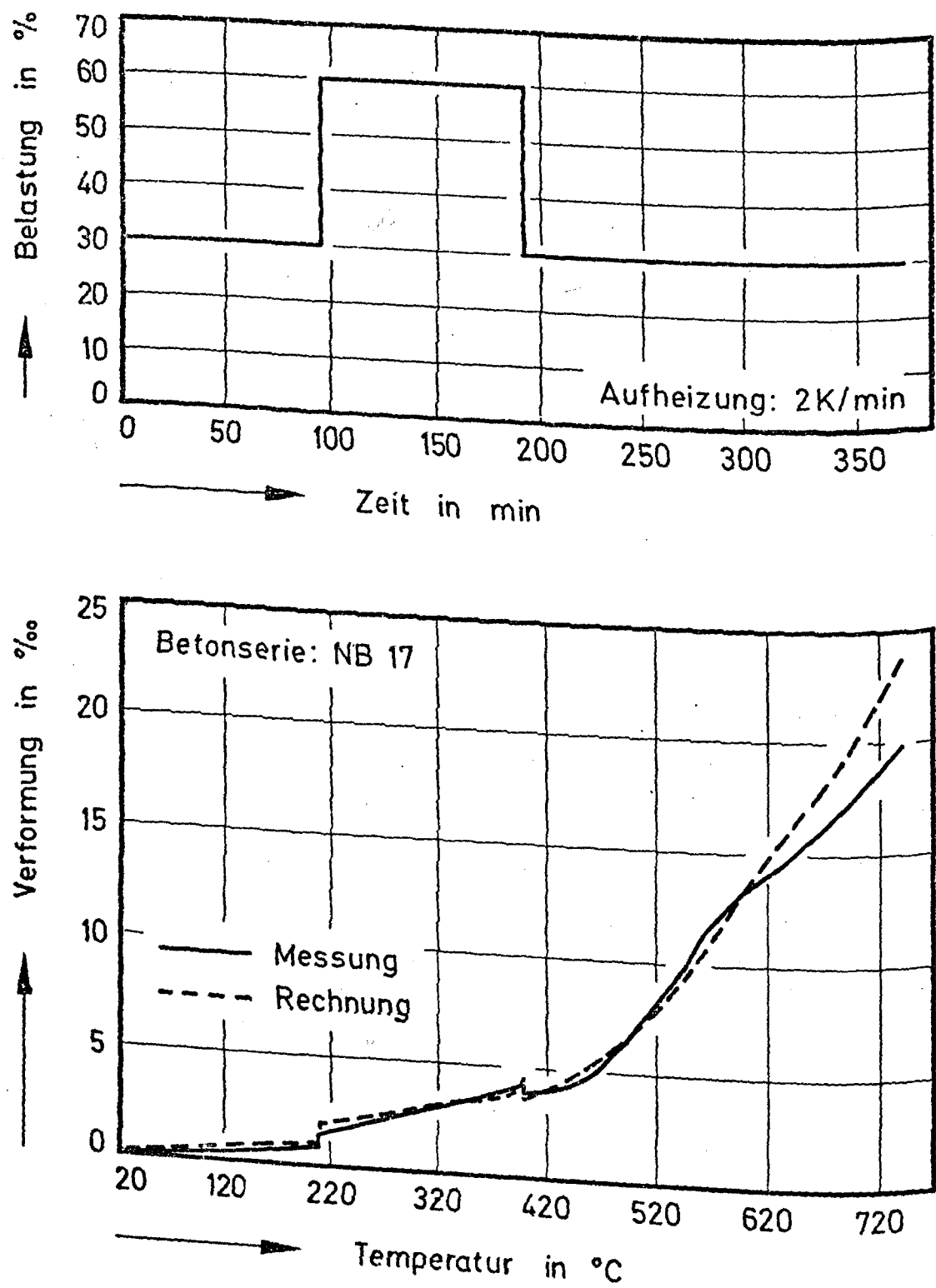


Bild 50: Gesamtverformung von Normalbeton bei veränderlicher Temperatur und diskontinuierlicher Laständerung

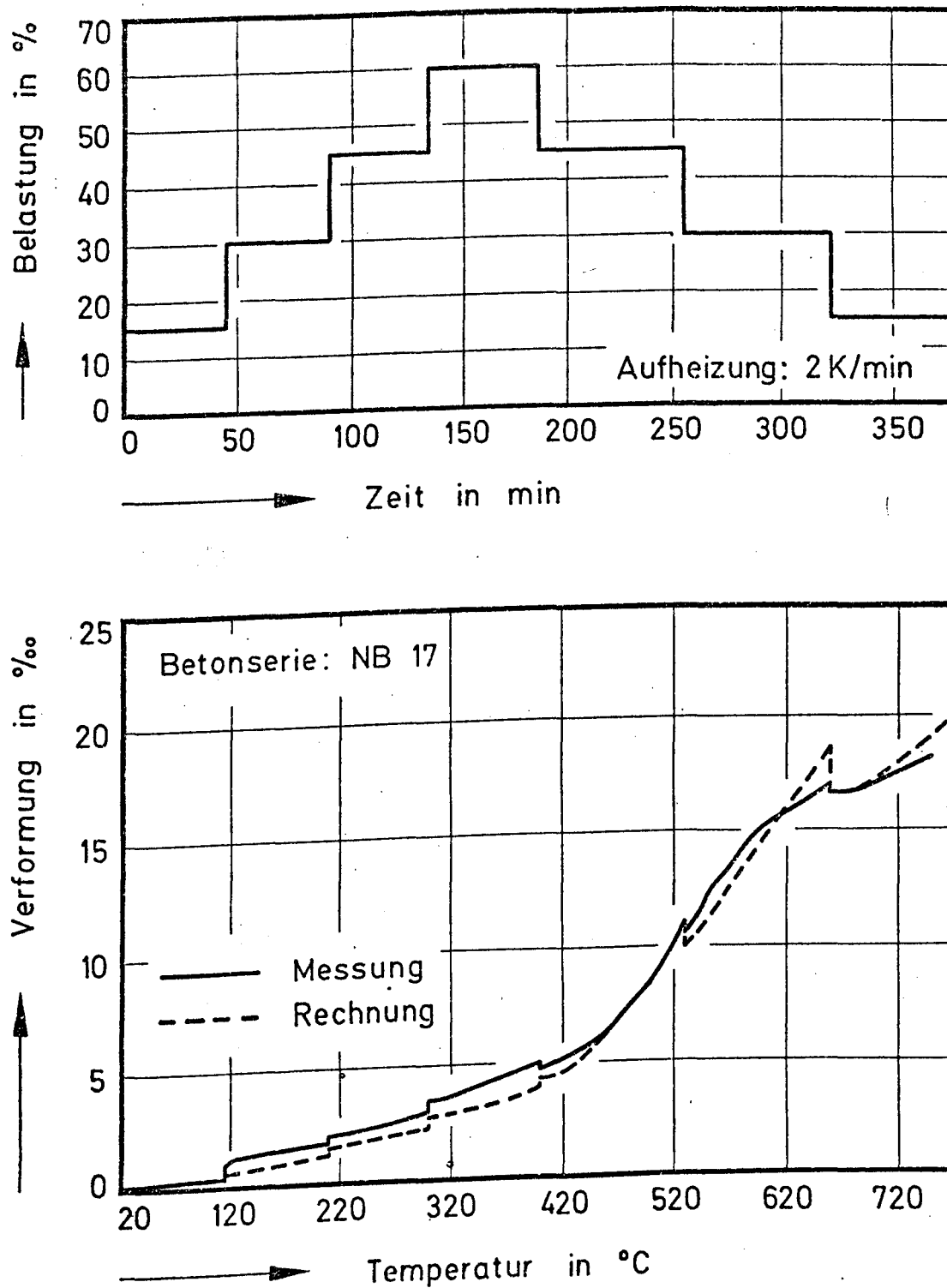


Bild 51: Gesamtverformung von Normalbeton bei veränderlicher Temperatur und diskontinuierlicher Laständerung

Insgesamt kann somit festgestellt werden, daß die in Abschnitt 3.4 angegebenen Materialgleichungen zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Normalbeton durchschnittlicher Zusammensetzung unter instationären, ansteigenden Temperaturen geeignet sind. Die elastischen Eigenschaften können gemäß Bild 5 abgeschätzt werden. Das Kriechen wird gemäß Gl. (3.37) berücksichtigt. Die thermische Dehnung des Betons ist Bild 10 zu entnehmen. Die Verformungen sind bei zeitlich veränderlichen Spannungen gemäß Gl. (3.22) bzw. Gl. (3.26) oder Gl. (3.29) zu berechnen. Der dazugehörige Rechenaufwand ist vergleichsweise gering, die Benutzung einer Rechenanlage ist zu empfehlen, jedoch nicht unbedingt erforderlich.

Ein Vorteil der entwickelten Kriechformulieren liegt offenbar darin, daß das hier angewandte einfache Superpositionsprinzip genügt, um auch vergleichsweise komplizierte Spannungsgeschichten zu beschreiben. Durch die besondere Definition der  $\phi$ -Funktionen (vergl. Bild 32, 33 und 34) ist lediglich eine nahezu lineare Lastabhängigkeit des Kriechterms übriggeblieben, so daß die Gl. (3.22) bzw. Gl. (3.29) vollausreichen, um die Gesamtverformungen des Betons unter veränderter Last und Temperatur zu beschreiben.

#### 3.4.6 Irreversibilität thermischer Verformungen

Leider ist es gegenwärtig noch nicht möglich, die Verformungen des Betons auch unter fallender Temperatur auf diese Weise zu bestimmen. In einem solchen Fall müssen einige zusätzliche Voraussetzungen beachtet werden. Nach den bisher vorliegenden Erkenntnissen und Erfahrungen kann man davon ausgehen, daß bei einer thermischen Abkühlung nach einer vorangegangenen Aufheizung

- die elastischen Verformungen des Betons im wesentlichen von der erreichten Maximaltemperatur abhängen,
- die zusätzlichen instationären Kriechverformungen sehr klein sind und möglicherweise vernachlässigt werden können und
- die thermische Dehnung des Betons im allgemeinen irreversibel ist, d. h. der Beton zeigt jeweils in Abhängigkeit von der erreichten Maximaltemperatur nach der Abkühlung auf Raumtemperatur bleibende Dehnungen oder Stauchungen.

Besonders der zuletzt genannte Punkt stellt für realistische Verformungsberechnungen ein entscheidendes Hindernis dar. Die Irreversibilität der thermischen Dehnung hängt vergleichsweise stark von der gewählten Betonart, insbesondere jedoch von der jeweils verwendeten Zuschlagart ab, so daß generelle Angaben nicht möglich sind. Auf Bild 52 sind beispielsweise die bleibenden Verformungen von im Hochtemperaturdilatometer aufgeheizten und wieder abgekühlten Beton- und Mörtelproben<sup>+) in Abhängigkeit von der erreichten Maximaltemperatur angegeben. Man erkennt daran, daß bei den Normalbetonen bis zu Temperaturen von 300 bis 400 °C nach der Abkühlung auf 20 °C durchweg eine bleibende Stauchung der Proben eintritt. Die maximalen Stauchungen - im Prinzip weitgehend durch thermisches Schwinden des Betons verursacht - betragen etwa 0,5 %. Nach 'Durchfahren' höherer Temperaturen weisen die Proben dagegen bleibende Dehnungen auf! Die gemessenen Maximaldehnungen liegen um 8 %. Sie treten zwischen 700 und 800 °C auf. Oberhalb dieser Temperaturen gehen die Restdehnungen wieder zurück.</sup>

Die festgestellten bleibenden Stauchungen lassen sich wie angedeutet durch das Schwinden des Betons erklären. Es ist beruhigend zu sehen, daß die maximalen Schwindwerte weit unter 1,0 % liegen. Bei Temperaturen größer 300 °C treten im Beton dagegen offenbar Risse auf, die sich während der Abkühlung nicht mehr schließen können. Insbesondere im Bereich der  $\alpha \rightarrow \beta$ -Quarzumwandlung bei 573 °C des quarzitisches Betons scheint dies der Fall zu sein. Die irreversiblen Dehnungen weisen bei dieser Temperatur ein deutlich ausgeprägtes Maximum auf. Bei noch höheren Temperaturen gehen sie jedoch zunächst zurück und steigen schließlich wieder an. Bei Betonen mit calcitischen Zuschlägen wurde ein derart ausgeprägter Effekt nicht beobachtet, d. h. die bleibenden Dehnungen des Materials steigen oberhalb 300 °C kontinuierlich an, bei 900 °C deutet sich jedoch ebenfalls ein Rückgang der Restdehnungen an. Er wird möglicherweise durch das thermisch bedingte Schrumpfen des Kalksteins (s. Bild 9) verursacht.

In diesem Zusammenhang sei nochmals auf die Porenstrukturuntersuchungen an ausgeheizten Mörteln und Betonen in Abschnitt 2.7.2 hingewiesen. So

---

<sup>+) Probenabmessungen:  $\varnothing = 19$  mm, Länge = 40 mm.  
Mörtelaufbau: 1 : 3 : 0,5.</sup>

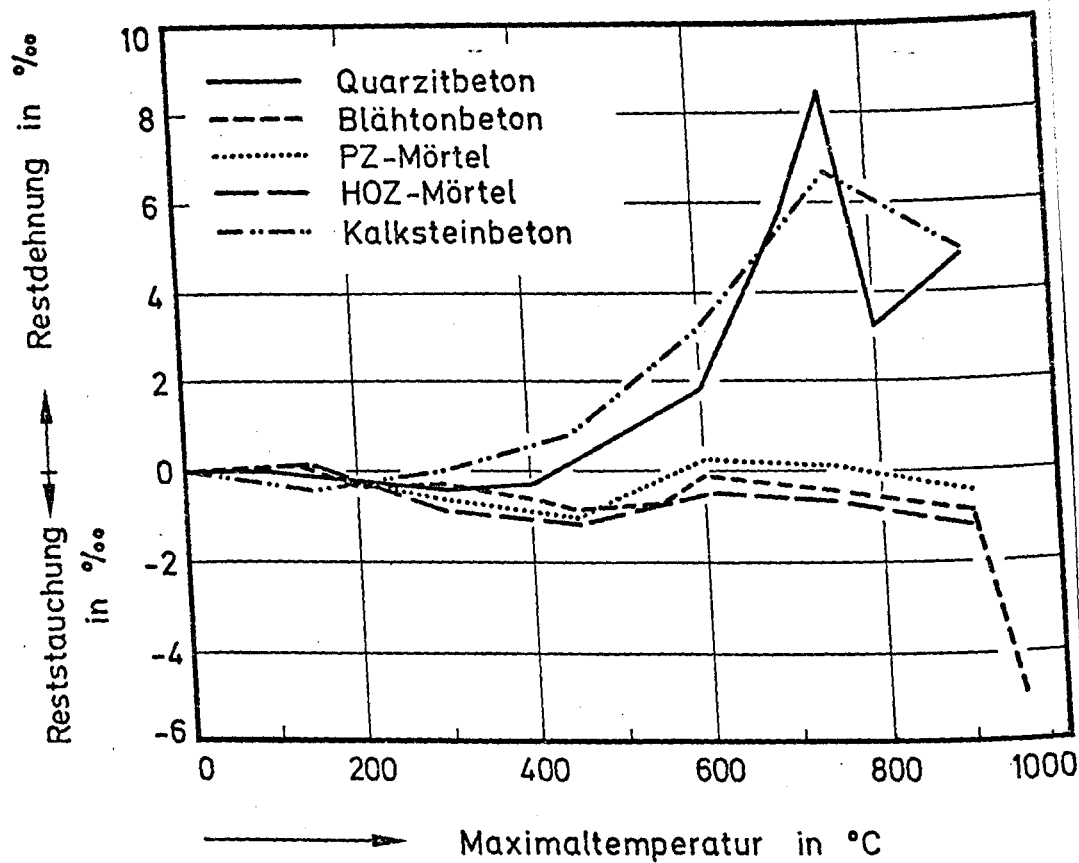


Bild 52: Bleibende Verformung von unbelasteten Mörtel- und Betonproben nach einmaliger Aufheizung und Abkühlung

zeigt Bild 14 für einen hochofenzementgebundenen Quarzitbeton deutlich die Zunahme an Makroporenvolumen ( $0,5 \mu\text{m} \leq R \leq 45 \mu\text{m}$ ). Dieser Volumengewinn sollte sich, da wir ihn als Rißvolumen interpretieren, natürlich auch makroskopisch durch Dilatationsmessungen bestimmen lassen. Zur Überprüfung vergleiche man die Volumenzunahmen des Quarzitbetons (Bild 14) mit dem Kurvenverlauf des entsprechenden Betons in Bild 52<sup>+</sup>). Wie man sieht, werden merkliche Änderungen bei beiden Untersuchungen erst ab etwa 350 °C festgestellt, was bedeutet, daß bis zu diesen Temperaturen keine wesentlichen irreversiblen Schädigungen im quarzitischen Beton entstehen.

<sup>+</sup>) Wie vergleichende Messungen gezeigt haben, ist ein spürbarer Zementeinfluß auf die Rißbildung resp. Restverformungen nicht feststellbar.



Dies wird de facto auch durch die verhältnismäßig geringen Festigkeitsverluste und die gleichfalls niedrige Schallemissionsaktivität beim Aufheizen bis zu dieser Temperatur bestätigt.

Beim Vergleich der Ergebnisse dieser doch grundsätzlich verschiedenen Untersuchungsmethoden ist somit eine gute Übereinstimmung festzustellen. Prinzipiell ist dies auch ein guter Hinweis bezüglich der Tauglichkeit der einzelnen Methoden zur Interpretation werkstoffkundlicher Aspekte im Hochtemperaturgebiet. Weiterführende Untersuchungen in dieser Richtung sind geplant (s. SFB-Antrag 1981-83).

Bei der weiteren Betrachtung von Bild 52 erkennt man, daß die beiden Mörtelproben mit ebenfalls quarzitischem Zuschlag (Normsand) nach der Abkühlung im wesentlichen nur bleibende Stauchungen aufweisen. Durch den gegenüber Betonen kleineren Zuschlagsanteil wirkt sich hier das Schrumpfverhalten des Zementsteins bei Temperaturerhöhung stärker aus als die Rißbildung. Lediglich der Portlandzementmörtel kommt bei 600 °C und 700 °C etwas in den Bereich bleibender Dehnungen. Im unteren Temperaturbereich bis 300 °C überwiegt somit das auf Bild 9 dargestellte Schwinden des Zementsteins.

Der untersuchte Leichtbeton weist in dem gesamten untersuchten Temperaturbereich ebenfalls nur bleibende Stauchungen auf. Die erreichten Maximalwerte liegen bei 1,0 %. Erst oberhalb 900 °C kommt es zu einem raschen Anstieg der Stauchungen, ein Effekt, der möglicherweise mit der bei hohen Temperaturen festgestellten Schrumpfung bestimmter Blähtonzuschläge in Verbindung steht (s. Bild 9).

Wenngleich diese Untersuchungsergebnisse nur einen ersten Überblick über die Irreversibilität der thermischen Verformungen von Beton und Mörtel geben können, so wird bereits jetzt schon deutlich, daß man der thermischen Dehnung bei Abkühlvorgängen oder bei zyklischer Beanspruchung generell besondere Beachtung schenken muß. Normalbetone mit quarzitischen und calcitischen Zuschlägen sind oberhalb 400 °C voraussichtlich kritischer zu beurteilen als Leichtbeton mit Blähtonzuschlag oder PZ- bzw. HOZ-Mörtel.

#### 4. Statistisch-rheologisches Modell von thermisch geschädigtem Beton

##### 4.1 Allgemeines

Der heterogene Werkstoff Beton ist von einer Vielzahl von Gefügestörungen durchsetzt. Bereits nach dem Erhärten sind Mikro- und Makrorisse in der Zementsteinmatrix und in der Verbundzone zum Zuschlag vorhanden. Aber auch die Zuschlagstoffe selbst weisen Gefügestörungen auf.

Bei einer mechanischen oder thermischen Beanspruchung pflanzen sich vorhandene Risse fort und entstehen neue, wenn lokale Festigkeiten überschritten werden. Mit zunehmendem Belastungsgrad bilden sich durchgehende Reißflächen aus, so daß allmählich eine haufwerksähnliche Struktur entsteht, die - verglichen mit dem ungeschädigten Zustand - eine deutlich herabgesetzte Tragfähigkeit aufweist. Dies wird z. B. in Bild 3 deutlich, das die einachsige Hochtemperaturfestigkeit von Betonen mit unterschiedlichen Zuschlagsarten zeigt. In diesem Zusammenhang sei jedoch auf den Abschnitt 2 verwiesen, in dem auch die Diskussion der temperaturbedingten Entfestigung aus einer strukturanalytischen Betrachtungsweise geführt wird. Im folgenden soll über eine statistisch-rheologische Modellvorstellung [1, 19, 50] zum Tragverhalten geschädigter Betone berichtet werden.

##### 4.2 Entwicklung einer Modellvorstellung für Haufwerke

Für die Beschreibung des Materialverhaltens eines geschädigten, einem Haufwerk ähnlichen Beton sind Verfahren, die den Werkstoff zu einem homogenen Kontinuum idealisieren oder von einem bruchmechanischen Ansatz ausgehen, naturgemäß nicht geeignet.

Auch von der Vielzahl in der Literatur vorgeschlagener Strukturmodelle ist lediglich ein auf Überlegungen von Böker [51] basierendes und von Brandtzaeg [52] formuliertes Modell im Hinblick auf eine Beschreibung haufwerksähnlicher Strukturen interessant. Wesentlich an diesem Modell ist die Unterteilung des Materials in eine sehr große Zahl von Elementen, die sich bei einer Druckbeanspruchung nach dem Coulombschen Gesetz verhalten. Der Versagensmechanismus beruht jedoch - ähnlich wie bei den bekannten bruchmechanischen Modellen - auf Reißbildung infolge

Überschreitung der lokalen Zugfestigkeit zwischen zwei Elementen. Damit wird allerdings eine Vorhersage der Restfestigkeit von Haufwerken, zu denen auch thermisch oder mechanisch geschädigter Beton zu zählen ist, der sich bereits im gerissenen Zustand befindet, unmöglich.

Es liegt nahe, wegen der großen Zahl der Kontaktstellen zwischen den Bestandteilen eines Haufwerks, auf statistische Methoden zurückzugreifen. Eine Anwendung der statistischen Mechanik auf dieses Problem erscheint im ersten Moment erfolgversprechend. Es stellt sich jedoch sehr bald heraus, daß das implizite Gleichungssystem, aus dem die Wahrscheinlichkeitsverteilung im Phasenraum bestimmt werden muß, nicht direkt gelöst werden kann, weil eine Zustandsgleichung für Haufwerke fehlt, die der allgemeinen Gasgleichung  $pV = RT$  entspräche.

Eine Alternative bietet die Simulation des Materialverhaltens durch die Kombination geeigneter rheologischer Elemente, deren Eigenschaften - entsprechend der Vielzahl der Haufwerkselemente - statistischen Gesetzmäßigkeiten gehorchen. Das rheologisch-statistische Haufwerksmodell, das im folgenden näher diskutiert werden soll, besteht aus  $2N$  jeweils hintereinander geschalteten Verformungs- und Reibungselementen und ist in Bild 53 schematisch dargestellt.

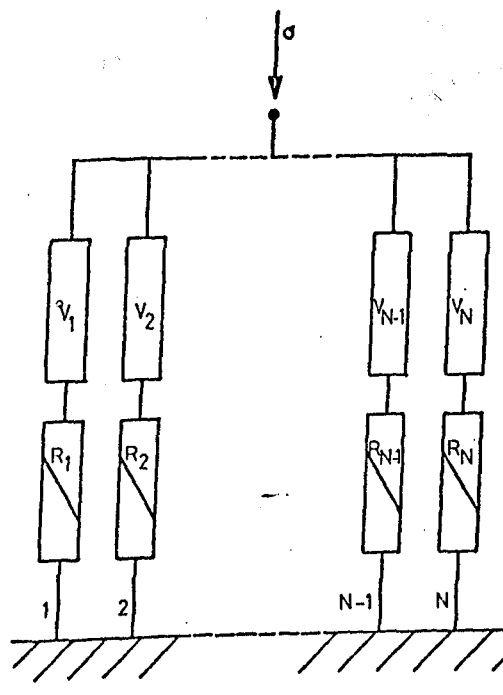


Bild 53: Simulation eines Haufwerks durch  $N$  Verformungs- und  $N$  Reibungselemente

Die in der Realität in einem Haufwerk ablaufenden Vorgänge sind sehr kompliziert. Dieses Modell stellt daher eine starke Vereinfachung dar, die man als eine Abbildung bezeichnen könnte, die jeder Berührungsfläche zwischen zwei Haufwerkselementen ein Reibungselement zuordnet (surjektive Abbildung). Die werkstoffspezifische Verformung der Elemente wird durch ein zum jeweiligen Reibungselement in Serie geschaltetes Verformungselement berücksichtigt. Die Anordnung der Elemente in Form einer Parallelschaltung wurde gewählt, weil bei einer Serienschaltung der Ausfall eines Elements durch Überschreiten der Haftfestigkeit das Versagen des Gesamtsystems zur Folge hätte, was der Wirklichkeit nicht entspricht. Die Reaktion des Modells auf eine Druckbeanspruchung besteht zunächst in einer Verformung, die durch die Eigenschaften der Verformungselemente bestimmt wird. Während sich die im Gesamtsystem geweckte Spannung zu Beginn der Belastung auf alle  $N$  Elementpaare gleichmäßig verteilt, kommt es bei Spannungszunahme sukzessiv zu einer ungleichmäßigen Lastabtragung, weil einzelne Elemente, bei denen die Haftfestigkeit überschritten wurde, ausfallen. Das Gesamtsystem versagt schließlich, wenn sich nach dem Ausfall weiterer Elemente kein stabiler Zustand mehr einstellen kann. Dieses skizzierte Modellverhalten stellt naturgemäß eine Vereinfachung der Reaktion realer Haufwerke auf eine einachsige Druckbeanspruchung dar. Ihre Berechtigung kann nur durch den Vergleich der auf theoretischem Wege gefundenen Ergebnisse mit experimentellen Befunden überprüft werden.

Die Eigenschaften der Verformungselemente lassen sich durch Kombination geeigneter rheologischer Körper hinreichend genau an die vorliegenden Verhältnisse anpassen. Für die Erarbeitung grundsätzlicher Aussagen zum Haufwerksverhalten ist es jedoch zweckmäßig, zunächst ein rein elastisches Verhalten der Einzelelemente anzunehmen. Das Verformungselement wird damit zum Hookeschen Körper, dessen charakteristische Größe der E-Modul ist.

Das Reibungselement soll die Verhältnisse in den Berührungszonen wiedergeben. Eine exemplarische Kontaktfläche zwischen zwei Haufwerkselementen ist in Bild 54 schematisch dargestellt. Die Haftfestigkeit bei einachsiger Druckbeanspruchung wird durch drei Parameter bestimmt:

- a) den Haftreibungskoeffizienten  $\mu_H$ ,
- b) die Anziehungskräfte  $c$  in der Kontaktfläche,
- c) den Neigungswinkel  $\gamma$  der Kontaktfläche zu der anliegenden Druckspannung.

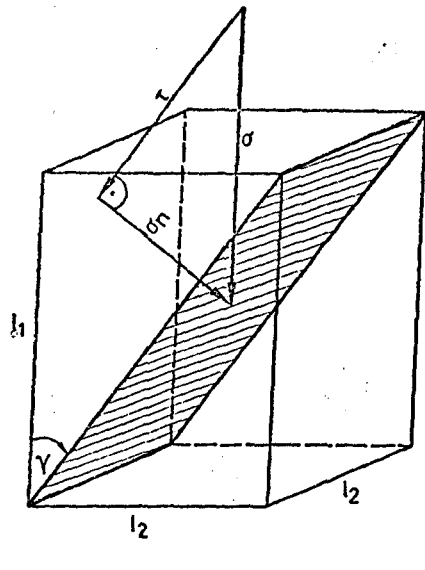


Bild 54: Schematische Darstellung einer exemplarischen Kontaktfläche zwischen zwei Haufwerkselementen

Die makroskopische Rauigkeit der Berührungsfläche wird nicht als eine charakteristische Größe zur Beschreibung der Haftreibung angesehen, weil es vom theoretischen Standpunkt aus immer möglich ist, eine Berührungsfläche derart zu unterteilen, daß jede Teilfläche genau jene Oberflächenbeschaffenheit besitzt, für die ein experimentell bestimmter Haftreibungskoeffizient  $\mu_H$  gilt. Eine derartige Unterteilung der Berührungsflächen in Flächen gleicher Rauigkeit reduziert die Anzahl der Variablen bei der Betrachtung des Gesamtsystems und führt lediglich zu einer Vergrößerung der ohnehin großen Anzahl  $N$  der zur Beschreibung des Haufwerksverhaltens notwendigen Elemente. Durch Anwendung des Coulombschen Reibungsgesetzes auf diese Konfiguration erhält man einen Ausdruck für eine kritische Spannung, bei deren Überschreitung das Element infolge einsetzender Abgleitbewegung versagt, sofern  $\gamma$  einen Grenzwert nicht überschreitet.

$$\text{crit } \sigma = \frac{c}{\cos \gamma - \mu_H \sin \gamma} \quad (4.1)$$

Die Existenz einer derartigen Gleichung hat zur Folge, daß für die Charakterisierung der Haftfestigkeit zwischen zwei Berührungsflächen bei einachsiger Druckbeanspruchung die Angabe nur einer Größe - nämlich der kritischen Spannung - notwendig und hinreichend ist. Die große Anzahl der zur modellmäßigen Beschreibung eines Haufwerks notwendigen Elemente berechtigt zu der Annahme, daß die kritischen Spannungen einer statistischen Verteilungsfunktion gehorchen. Die Kenntnis dieser Funktion ist Voraussetzung für eine mathematische Beschreibung des Haufwerksverhaltens bei Druckbeanspruchung.

Da die möglichen Werte für  $\text{crit } \sigma$  immer größer oder gleich 0 sind, scheidet die häufig in der Praxis bei statistischen Problemstellungen als ausreichende Näherung anwendbare Normalverteilung als Verteilungsfunktion aus, denn eine normalverteilte Zufallsgröße kann grundsätzlich auch negative Werte annehmen. Da viele Rechenverfahren der Statistik nur für normalverteilte Grundgesamtheiten gelten, erscheint es zweckmäßig, eine sogenannte Merkmalstransformation durchzuführen, die aus der nicht normalverteilten Grundgesamtheit der  $\text{crit } \sigma$  eine normalverteilte Grundgesamtheit erzeugt.

Es ist eine Erfahrungstatsache, daß eine Merkmalstransformation mit Hilfe des natürlichen Logarithmus besonders geeignet ist, Zufallsgrößen zu transformieren, die mit Materialeigenschaften wie Festigkeit und Lebensdauer von Werkstoffen oder mit natürlichem Wachstum zusammenhängen. Man kann zeigen, daß durch die Transformation

$$x = \ln [\text{crit } \sigma \cdot \beta_D^{-1} (1 - \text{crit } \sigma \cdot \beta_D^{-1})^{-1}] \quad (4.2)$$

und unter der Annahme, daß die Größe  $x$  normalverteilt ist (Mittelwert  $\bar{x}$ , Streuung  $s$ ), die Wahrscheinlichkeitsdichte der dimensionslosen Zufallsgröße  $\beta_H = \text{crit } \sigma \cdot \beta_D^{-1}$  (auf die Druckfestigkeit bezogene Haftfestigkeit eines Haufwerkelements) durch folgende Funktion dargestellt werden kann:

$$g(\beta_H) = (2\pi s^2)^{\frac{1}{2}} (\beta_H - \beta_H^2)^{-1} \exp \left\{ \frac{s}{2} [\ln \beta_H (1 - \beta_H)^{-1} - \bar{x}]^2 \right\} \quad (4.3)$$

für  $0 < \beta_H < 1$ , 0 sonst

Zur Veranschaulichung des qualitativen Verlaufs dieser Funktion ist ihr Kurvenbild für zwei willkürlich gewählte Werte für  $\bar{x}$  und  $s$  in Bild 55 dargestellt.

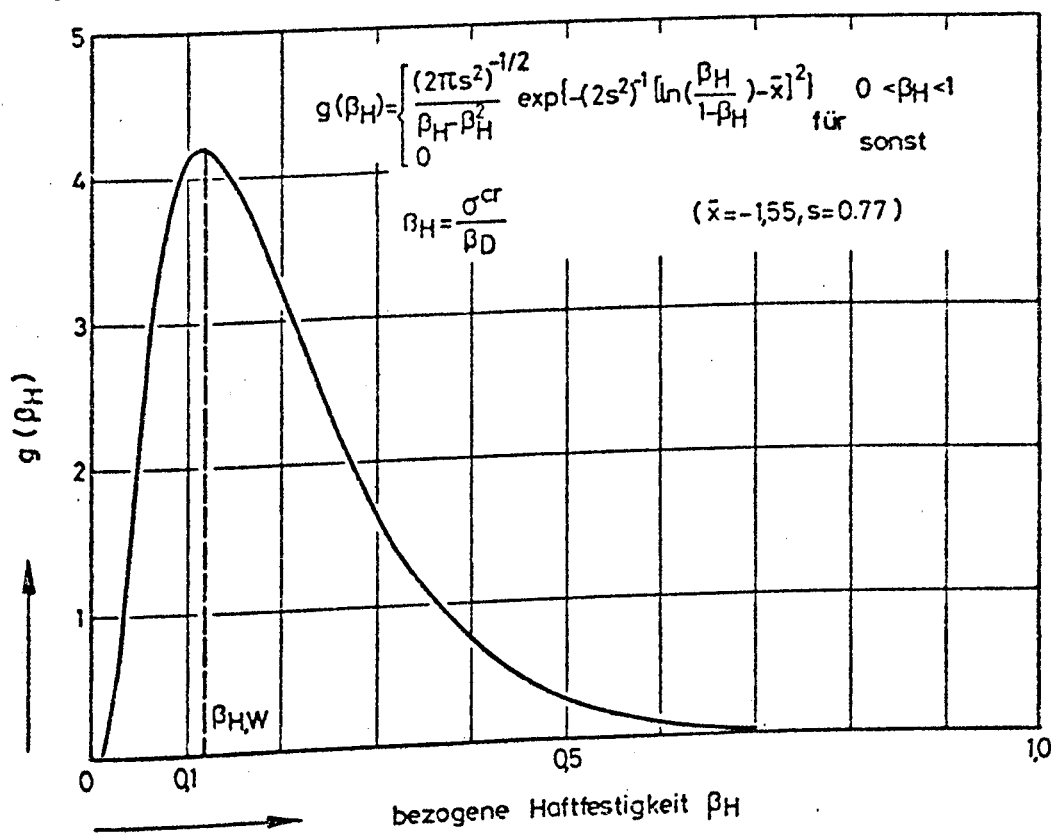


Bild 55: Wahrscheinlichkeitsdichte der Haftfestigkeiten der Haufwerkselemente

Die Lage des Maximums entspricht der im Haufwerk am häufigsten vorkommenden kritischen Spannung: Mit dieser Größe kann bei geeigneter Wahl der Streuung - aus der wahrscheinlichsten Kombination der charakteristischen Parameter und der daraus ermittelten häufigsten kritischen Spannung - die das Haufwerksverhalten bestimmende Dichte der Verteilungsfunktion berechnet werden.

Bei einer einachsigen Belastung des Modells verteilt sich, wegen der gewählten Parallelschaltung der Einzelelemente, die Druckspannung  $\sigma$  zunächst gleichmäßig auf alle  $N$  Elemente. Das erste Einzelelement ver-

sagt, sobald die Spannung an diesem Element den zulässigen kritischen Wert überschreitet. Die Anzahl der Elemente, deren kritischer Wert noch nicht erreicht wurde, kann für jede Belastungsstufe mit Hilfe der Verteilungsfunktion berechnet werden. Damit läßt sich auch jene Spannung angeben, die an jedem der noch aktiv an der Lastabtragung beteiligten Elemente anliegt. Notwendige und hinreichende Bedingung für eine Stabilität des Gesamtsystems ist nunmehr, daß die Gesamtheit der noch aktiven Elemente die auf das Haufwerk wirkende Druckspannung aufnehmen kann. Diese Forderung läßt sich in Form einer Ungleichung mathematisch fassen:

$$\sigma < N \beta_D \cdot \left\{ \tilde{\beta}_H \int_{\tilde{\beta}_H}^1 g(\beta_H) d\beta_H + a \int_0^{\tilde{\beta}_H} \beta_H g(\beta_H) d\beta_H \right\} \quad 0 \leq a \leq 1 \quad (4.4)$$

In Bild 56 ist die rechte Seite der Ungleichung - unter Vernachlässigung des zweiten Terms, der das mögliche Auftreten des Ruckgleitens berücksichtigt - als Funktion der Haftfestigkeit aufgetragen. Aufgrund des als Ruckgleiten (stick-slip) bezeichneten Phänomens besteht die Möglichkeit, daß ein Teil der Elemente, deren Haftfestigkeit bereits überschritten ist, für eine gewisse Zeitspanne über den eigentlichen Versagenszeitpunkt hinaus an der Lastabtragung teilnehmen und weiterhin eine Spannung bis zur Höhe des kritischen Wertes aufnehmen kann. Da zu einer gegebenen Spannung  $\sigma$  derjenige Wert  $\tilde{\beta}_H$  bestimmt werden muß, der die rechte Seite von (4.4) gerade noch  $> \sigma$  hält, bedeutet das Auftreten eines relativen Maximums, daß nach Überschreiten dieses Wertes kein stabiler Zustand mehr möglich ist und das System versagt.

Mit dem Aufstellen eines Stabilitätskriteriums in Form der Ungleichung (4.4) ist das Problem der mathematischen Formulierung des Modellverhaltens gelöst. Eine Beurteilung der Berechtigung der bei der Definition des statistisch-rheologischen Modells getroffenen Vereinfachungen und Arbeitshypothesen kann nur durch Vergleich mit dem Experiment geschehen. Im folgenden Abschnitt soll daher die entwickelte Modellvorstellung am Beispiel eines thermisch geschädigten Betons auf ihre Eignung zur Beschreibung haufwerksähnlicher Konfigurationen überprüft werden.



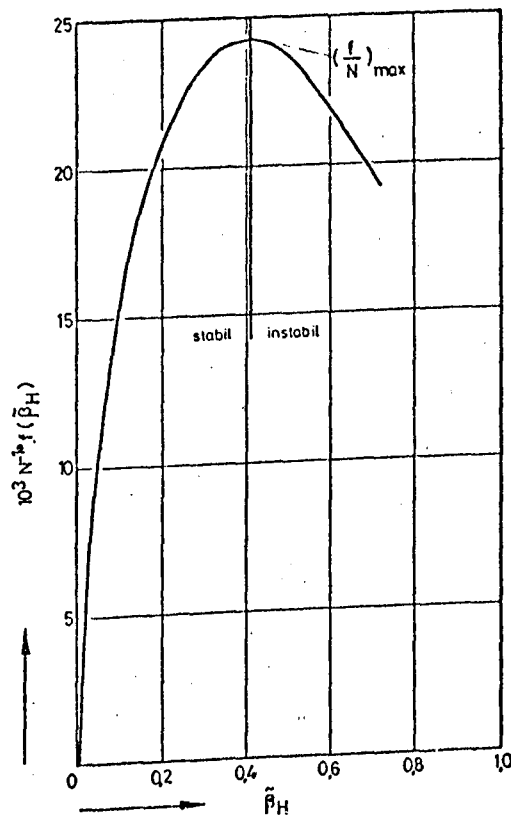


Bild 56: Darstellung des Stabilitätskriteriums für Haufwerke  
(ohne Ruckgleiten)

#### 4.3 Anwendung der Modellvorstellung auf einen thermisch geschädigten Beton

Voraussetzung für eine auf der entwickelten, haufwerkstheoretischen Modellvorstellung basierenden Berechnung der einachsigen Druckfestigkeit eines durch Erwärmen auf 650 °C thermisch geschädigten Betons ist die Kenntnis der die Verteilungsfunktion bestimmenden Parameter. Auf der einen Seite müssen die möglichen Werte der phänomenologischen Parameter, die die kritische Spannung eines Einzelelements beeinflussen, ermittelt werden. Auf der anderen Seite muß eine Aussage über die Streuung der Haftfestigkeiten der Haufwerkselemente gemacht werden. Während die phänomenologischen Größen prinzipiell durch Messung bestimmbar sind, kann die Streuung nur abgeschätzt werden, indem Erfahrungen und Angaben aus der Literatur genutzt werden, die sich auf die Untersuchung stati-

stischer Verteilungen ähnlicher Größen beziehen. Auf die Ermittlung der einzelnen Parameterwerte, die für die Berechnung der wahrscheinlichsten Haftfestigkeit eingesetzt wurden, kann an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden; hier sei auf [19] verwiesen.

Der Haftreibungskoeffizient  $\mu_H$  wurde gleich 0,5 gesetzt. Diesem Wert liegen eigene experimentelle Untersuchungen bei Raumtemperatur zugrunde sowie die Annahme, daß sich dieser Wert bei Temperaturerhöhung nicht entscheidend ändert, da er in erster Linie von den bei Temperaturbeanspruchung weitgehend inerten Zuschlagstoffen abhängt [53].

Die Anziehungskräfte in den Kontaktflächen der Einzelelemente sind entscheidend von dem Abstand der Flächen abhängig - das bedeutet beim Beton von der Rißweite. Diese Kräfte sind im wesentlichen vom van der Waalschen Typ und nehmen bei kleinen Abständen in der 3. Potenz, bei größeren Abständen ( $d > 10^3 \text{ \AA}$ ) mit der 4. Potenz des Abstandes ab. Wie Splittgerber [54] zeigen konnte, hat die Feuchtigkeit im Riß einen starken Einfluß auf die Anziehungskräfte: Im Falle hoher Feuchtigkeit kann der sog. Spaltdruck sogar die Anziehungskräfte überwiegen. Bei Annahme einer häufigsten Rißweite von ca.  $10^3 \text{ \AA}$  ergeben sich Anziehungskräfte in der Größenordnung von  $10^{-7} \text{ N/mm}^2$ .

Über die Verteilung der Neigungswinkel der Rißflächen liegt in der Literatur eine Untersuchung vor, die an belasteten Proben durchgeführt wurde [55]. Dabei zeigte sich, daß unabhängig von der Höhe der Belastung der wahrscheinlichste Winkel ca.  $35^\circ$  beträgt. Aus geometrischen Überlegungen ergibt sich ebenfalls ein häufigster Berührungswinkel von ca.  $35^\circ$ . Dieser Winkel wird durch betontechnologische Parameter wie Kornform, Verdichtung usw. beeinflusst.

Die Eigenfestigkeit der Haufwerkselemente wurde mit  $10 \text{ N/mm}^2$  veranschlagt, das sind ca. 10 % der Zementsteinfestigkeit bei  $20^\circ \text{C}$  [56]. Bei der Festlegung der Streuung wurde angenommen, daß sie größenordnungsmäßig der bei der Richtungsverteilung der Risse beobachteten Streuung entspricht ( $s = 0,6 \bar{x}$ ).

In Bild 57 werden experimentell an Normalbeton<sup>+</sup>) bestimmte  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme mit dem berechneten Modellverhalten verglichen. Erstaunlicherweise ist die Übereinstimmung zwischen dem experimentellen Befund und der unter stark vereinfachenden Annahmen durchgeführten Rechnung - besonders im Fall der unter Vorlast aufgeheizten Probe - sehr gut.

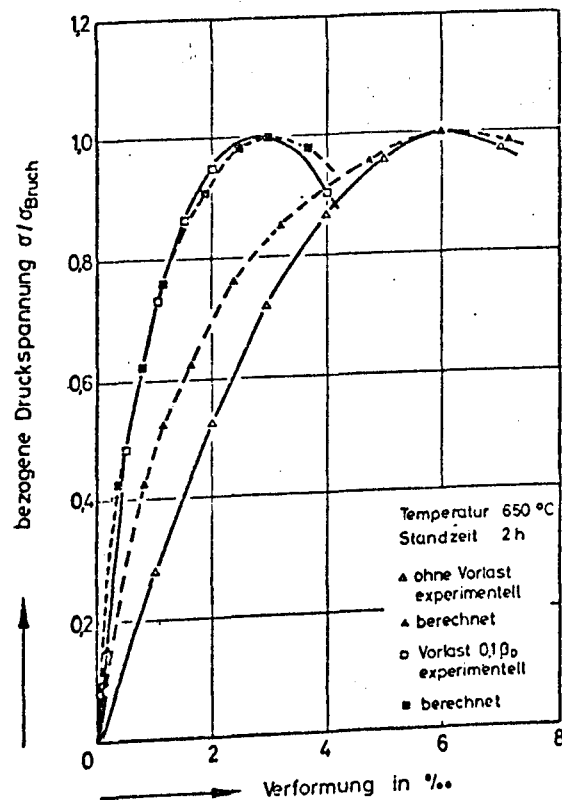


Bild 57: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Normalbeton bei 650 °C im Vergleich zu den Ergebnissen einer haufwerkstheoretischen Berechnung (experimentelle Werte nach [13])

In beiden Fällen ist allerdings ein stärkerer Anstieg der berechneten Kurve zu Beginn der Belastung festzustellen. Hier wirkt sich offenbar aus, daß im Modellansatz ein rein elastisches Verformungsverhalten der Elemente vorausgesetzt wurde, und zwar über den gesamten Spannungsbereich bis hin zum eintretenden Bruch. Sowohl Kriechverformungen als auch Umlagerungen im Betonhaufwerk, die besonders zu Beginn der Bela-

<sup>+</sup>) 240 kg/m<sup>3</sup> PZ 35 F, W/Z = 0,85,  
Alter 560 Tage, Quarzzuschlag,  $\beta_{w,28} = 27 \text{ N/mm}^2$

stung zu einer Abnahme der Hohlraumziffer und damit zu einer zusätzlichen Verformung führen dürften, werden dabei vernachlässigt. Derartige Umlagerungen treten naturgemäß bei einem Körper, der unter Belastung aufgeheizt wurde, beim eigentlichen Versuch nicht in dem gleichen Maße in Erscheinung, da sie im wesentlichen bereits während der Aufheizphase abgelaufen sind.

Durch einen Vergleich der relativierten, mit Hilfe des statistisch-rheologischen Modells berechneten Werte mit den realen, im Experiment auftretenden Spannungen ist es möglich, eine Abschätzung sowohl des E-Moduls als auch der zur Beschreibung des Haufwerksverhaltens notwendigen Anzahl  $N$  der Elemente durchzuführen, wenn eine mittlere Rißlänge vorgegeben wird. Man erhält für den E-Modul der Haufwerkselemente einen Wert von ca.  $1400 \text{ N/mm}^2$ . Setzt man voraus, daß das Verformungsverhalten der einzelnen Haufwerkselemente dem makroskopischer Betonprobekörper entspricht und damit bei Raumtemperatur durch einen E-Modul von ca.  $30.000 \text{ N/mm}^2$  charakterisiert ist, so folgt aus dem berechneten Wert eine temperaturbedingte Verringerung des E-Moduls bei  $650^\circ\text{C}$  auf ca. 5 % des Wertes bei  $20^\circ\text{C}$ . Eine größenordnungsmäßig gleiche Abnahme des E-Moduls wurde beim Beton experimentell nachgewiesen [8].

Für die Abschätzung der Gesamtzahl  $N$  der Elemente, die zur Beschreibung des Haufwerksverhaltens benötigt werden, ist eine Annahme über die mittlere Rißlänge notwendig. Dabei ist zu beachten, daß im Ansatz von Berührungsflächen gleicher Rauigkeit ausgegangen wurde, so daß die mittlere Rißlänge nicht mit der Ausdehnung makroskopischer, durchgehender Rißflächen gleichzusetzen ist. Setzt man für eine Abschätzung mit  $10^{-2} \text{ cm}$  einen Wert ein, der größenordnungsmäßig der nach Griffith berechneten, kritischen Rißlänge entspricht, so erhält man  $N = 1,8 \cdot 10^5$  und - mit dieser großen Zahl - gleichzeitig eine Bestätigung für die statistische Betrachtungsweise.

Die Beschreibung des Verformungs- und Festigkeitsverhaltens eines temperaturgeschädigten Betons mit Hilfe des entwickelten rheologisch-statistischen Haufwerksmodells hat trotz des einfachen Ansatzes eine überraschend gute Übereinstimmung mit experimentell ermittelten Werten ergeben. Das Modell wurde zur Simulation von Systemen konzipiert, die von einer wabenartigen Rißstruktur durchzogen sind und deren Widerstand ge-

gen eine Druckbeanspruchung in der Wechselwirkung der individuell verschiedenen Bruchstücke in Form der Haftreibung besteht.

Rechenmodelle für eine spezielle Problemstellung, wie sie die Restfestigkeit geschädigter Betone darstellt, sind jedoch nur dann von einem praktischen Wert, wenn ein stetiger Anschluß an den "allgemeinen" Fall, d. h. hier den ungeschädigten Beton, möglich ist. Nimmt man an, daß der erhärtete Beton, der vor der Erstbelastung nur wenige Mikrorisse aufweist, eine Struktur potentieller Rißflächen besitzt, d. h. Rißkeime, aus denen reale Risse entstehen, wenn eine kritische Spannung überschritten und damit die Haftbedingung verletzt wird, so kann man das rheologisch-statistische Modell auch auf den ungeschädigten Beton anwenden. Es treten dabei jedoch wesentlich höhere kritische Spannungen auf, die vor allem durch die höheren Anziehungskräfte - die in der Größenordnung der Haftzugfestigkeit liegen - zwischen Zementsteinmatrix und Zuschlag bedingt sind. Bild 58 zeigt den Vergleich berechneter und gemessener  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme bei verschiedenen Temperaturen.

Berücksichtigt man die durch die Heterogenität des Betons bedingten Streuungen bei experimentellen Untersuchungen, so kann man von einer zufriedenstellenden Übereinstimmung zwischen Experiment und theoretischer Berechnung sprechen. Genauere Werte können nur dann erwartet werden, wenn es gelingt, auf der einen Seite genauere Aussagen über die Temperaturabhängigkeit der wesentlichen Einflußgrößen zu erhalten und auf der anderen Seite die Nichtlinearität des Verformungsverhaltens der Haufwerkselemente mit in die Rechnung einzubeziehen.

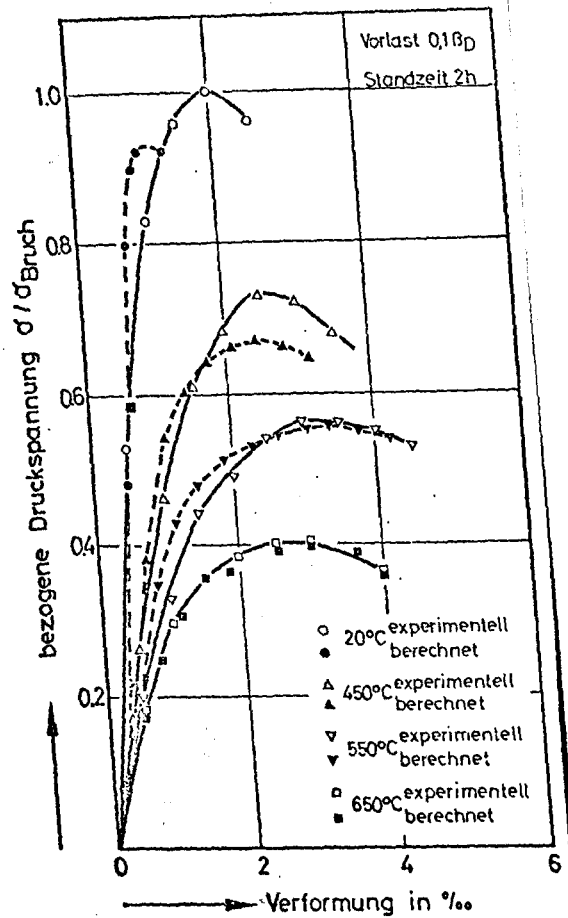


Bild 58: Vergleich der berechneten und gemessenen  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme bei verschiedenen Temperaturen (experimentelle Werte nach [13])

#### 4.4 Verhalten bei mehrachsiger Beanspruchung

Die einachsige Druckfestigkeit, geprüft unter normierten Bedingungen, wird im allgemeinen zur Beurteilung der Materialfestigkeit herangezogen und bei der statischen Bemessung von Bauteilen berücksichtigt. Dieser spezielle Beanspruchungsfall stellt eine starke Vereinfachung dar, denn im praktischen Einbauzustand treten – von wenigen Ausnahmefällen abgesehen – immer mehrachsige Beanspruchungen auf. Die experimentelle Untersuchung des Betonverhaltens unter realitätsbezogenen, mehrachsigen Spannungszuständen ist mit erheblichen versuchstechnischen Schwierigkeiten verbunden, weil eine Behinderung der Querdeh-

nung durch die Lastplatten nur schwer zu vermeiden ist. Zur Lösung dieses Problems sind verschiedene Vorschläge gemacht worden, wie z. B. Schmierung oder Verwendung von Stahlbürsten anstelle starrer Lastplatten [57]. Trotz der durch die unterschiedliche Versuchsdurchführung bedingten Abweichungen in den Ergebnissen verschiedener Autoren kann als gesichert gelten, daß eine mehrachsige Druckbeanspruchung zu einer Festigkeitssteigerung führt, die im zweiachsigen Fall für Spannungsverhältnisse  $\sigma_1/\sigma_2 = 1 : 0,5$  bis  $1 : 0,7$  mit dem 1,25- bis 1,55-fachen der einachsigen Prismendruckfestigkeit ein Maximum erreicht. Der Wert für die einachsige Druckfestigkeit liegt daher für mehrachsige, reine Druckbeanspruchung auf der sicheren Seite. Über das Verhalten geschädigter Betone unter diesen Bedingungen sind dagegen noch keine Versuchsergebnisse bekannt geworden.

Das in diesem Bericht vorgestellte rheologisch-statistische Haufwerksmodell stellt eine Projektion räumlicher Verhältnisse auf einer Ebene dar. Die Behandlung mehrachsiger Spannungszustände erfordert daher eine Modifikation dieser Betrachtungsweise. Unter Beibehaltung des Grundgedankens der haufwerksähnlichen Struktur wird hierzu unverändert angenommen, daß die Kontaktstellen zwischen den Haufwerkselementen kritische Spannungen aufweisen, welche wegen ihrer großen Anzahl als statistisch verteilt vorausgesetzt werden können. Auch bezüglich der Ableitung der Verteilungsfunktion können im Prinzip die gleichen Überlegungen gelten wie im einachsigen Fall, wobei lediglich die an den Elementen anliegenden Spannungen als Resultierende aus den aufeinander senkrecht stehenden Hauptspannungen zu interpretieren sind.

Die Lage des Maximums der Verteilungsfunktion wird wiederum bestimmt, indem eine repräsentative Kontaktstelle zwischen zwei Berührungsflächen - Rissen, bzw. Rißkeimen im ungeschädigten Fall - analysiert wird.

Bei zweiachsiger Druckbeanspruchung - auf diesen Beanspruchungsfall sollen die nachfolgenden Überlegungen der Übersichtlichkeit wegen beschränkt bleiben<sup>+) -</sup> wirkt senkrecht zu einer Spannung  $\sigma_1$  eine Spannung  $\sigma_2$ , was eine Veränderung des Neigungswinkels  $\gamma$  der Kontaktfläche

---

<sup>+) was keine Einschränkung der Allgemeinheit bedeutet.</sup>

zur Richtung der resultierenden Spannung  $\sigma_r$  (Bild 59) zur Folge hat - und zwar je nach der Richtung von  $\sigma_2$  eine Vergrößerung oder Verkleinerung von  $\gamma$ . Das Versagenskriterium kann mit Hilfe der Beziehung  $\sigma_r = \sigma_1 \cos^{-1} \delta$  ( $\delta = \arctan \sigma_2/\sigma_1$ ) in der folgenden Form erfaßt werden:

$$\beta_H^{1,2} = c(\beta_D \cos \delta)^{-1} \{ \cos^2(\gamma \pm \delta) - \mu_H \sin(\gamma \pm \delta) \cos(\gamma \pm \delta) \}^{-1} \quad (4.5)$$

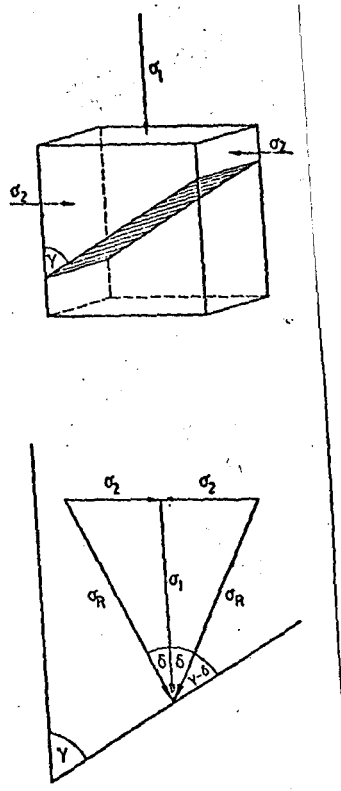


Bild 59: Zweiachsiger Spannungszustand an einem schematisch dargestellten Reibungselement

Diese Gleichung macht deutlich, daß bei zweiachsigen Druckbeanspruchungen die kritische Spannung durch die Aufspaltung des häufigsten Neigungswinkels in zwei gleichwahrscheinliche Winkel beeinflußt wird.

Bei der Berechnung des Verhaltens einachsig druckbeanspruchter Betonhaufwerke wurde ein häufigster Neigungswinkel von  $35^\circ$  zur Belastungsrichtung angenommen: Überträgt man diese Annahme auf den zweiachsigen Fall, so folgt schon aus Symmetriegründen, daß - abhängig vom Spannungsverhältnis  $\sigma_1/\sigma_2$  - mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit ein Neigungs-



winkel auftreten muß, der  $35^\circ$  gegen die Richtung von  $\sigma_2$  beträgt. Für  $\sigma_1/\sigma_2 = 1$  kann eine Gleichwahrscheinlichkeit beider Winkel angenommen werden, während für  $\sigma_2 = 0$  auch die Wahrscheinlichkeit Null wird. Berücksichtigt man die Aufspaltung der Winkel, so treten insgesamt vier häufigste Winkel mit verschiedenen, von dem Spannungsverhältnis  $\sigma_1/\sigma_2$  abhängigen Wahrscheinlichkeiten  $p_i$  auf.

$$\begin{aligned} \gamma_{1,2} &= |35 \pm \arctan \sigma_2/\sigma_1| & p_{1,2} &= 0,5 - 0,25 f(\sigma_2/\sigma_1) \\ \gamma_3 &= \begin{cases} 55 \pm \arctan \sigma_2/\sigma_1 \\ 125 - \arctan \sigma_2/\sigma_1 \end{cases} & \text{für} & \begin{aligned} \sigma_2/\sigma_1 &\leq 0,7 \\ \sigma_2/\sigma_1 &\geq 0,7 \end{aligned} \\ \gamma_4 &= 55 - \arctan \sigma_2/\sigma_1 & p_{3,4} &= 0,25 f(\sigma_2/\sigma_1) \end{aligned} \quad (4.6)$$

$$f(1/1) = 1; \quad f(0/\sigma_1) = 0$$

Das Maximum der Verteilungsfunktion ergibt sich durch Einsetzen der wahrscheinlichsten Werte für die phänomenologischen Parameter in die Gleichung für  $\beta_H$ . Der häufigste Neigungswinkel ist dabei gleich der Summe der mit ihren Auftretenswahrscheinlichkeiten multiplizierten Winkel  $\gamma_i$ :

$$\gamma = \sum_{i=1}^4 p_i \gamma_i \quad (4.7)$$

Führt man die Addition aus, so erhält man

$$\begin{aligned} \gamma &= 35 + 10 f(\sigma_2/\sigma_1) & \text{für } \sigma_2/\sigma_1 &\leq 0,7 \\ \text{und} & & & \\ \gamma &= (1-f) \arctan \sigma_2/\sigma_1 + 45 f & \text{für } \sigma_2/\sigma_1 &\geq 0,7 \end{aligned} \quad (4.8)$$

Unter diesen Voraussetzungen läßt sich das Verhalten eines Betonhaufwerks mit dem gleichen mathematischen Formalismus berechnen wie im einachsigen Fall - der einzige Unterschied besteht in dem vom Spannungsverhältnis  $\sigma_2/\sigma_1$  abhängigen, häufigsten Neigungswinkel, der zu einer Verschiebung des Verteilungsmaximums von  $g(\beta_H)$  und damit zu einer Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens führt. Unberücksichtigt bleibt bei dieser Betrachtungsweise der Einfluß des zweiachsigen Spannungszustandes auf den häufigsten Abstand der Rißflächen. Es ist denkbar, daß - ähnlich wie bei einachsig vorbelastet

aufgeheizten Probekörpern - ein relativer Festigkeitszuwachs durch die zusätzlich wirksame Druckspannung verursacht werden kann, so daß die berechneten Werte zu niedrig ausfallen.<sup>+)</sup>

Da, wie bereits erwähnt, über die zweiachsige Druckfestigkeit geschädigter Betone keine experimentellen Daten zur Verfügung stehen, wurden zur rechnerischen Überprüfung der Modellvorstellung die Parameter eines ungeschädigten Betons eingesetzt, obwohl das Haufwerksmodell diesen Fall nur eingeschränkt beschreibt. Bezüglich der Funktion  $f(\sigma_2/\sigma_1)$ , die die Wahrscheinlichkeit charakterisiert, mit welcher die einzelnen Neigungswinkel auftreten, wird angenommen, daß sie einer e-Funktion folgt. Mit den Randbedingungen  $f(1/1) = 1$  und  $f(0/\sigma_1) = 0$  läßt sich die Funktion im einfachsten Fall mit

$$f(\sigma_2/\sigma_1) = \sigma_2/\sigma_1 \exp(1 - \sigma_2/\sigma_1) \quad (4.9)$$

angeben. Unter Zugrundelegung der geschilderten Voraussetzungen und Annahmen wurde die zweiachsige Druckfestigkeit für 4 Spannungsverhältnisse  $\sigma_1 : \sigma_2 = 1 : 1, 1 : 2, 1 : 2,5$  und  $1 : 5$  berechnet und in

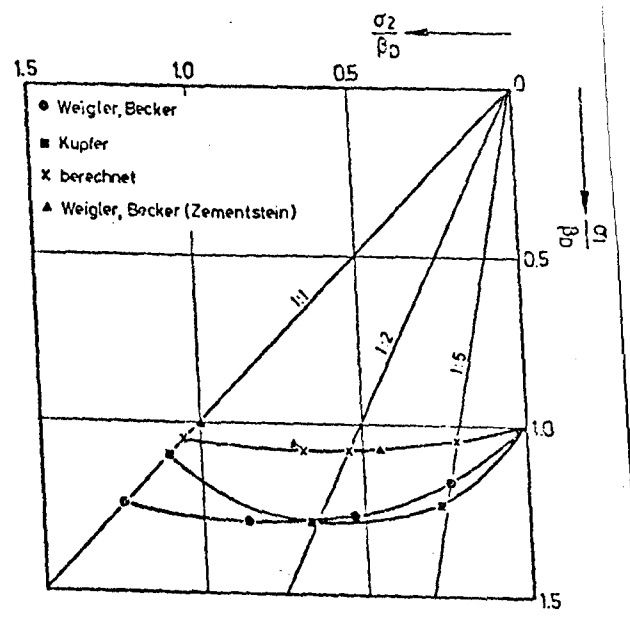


Bild 60: Haufwerkstheoretisch berechnete zweiachsige Druckfestigkeit im Vergleich zu experimentellen Ergebnissen

<sup>+) damit aber stets auf der sicheren Seite liegen</sup>

Bild 60 mit einigen Ergebnissen experimenteller Untersuchungen verglichen. Die für Beton beobachteten Festigkeiten bei zweiachsiger Druckbeanspruchung liegen durchweg etwas höher als die berechneten; der grundsätzliche Verlauf wird jedoch recht gut wiedergegeben.

Eine quantitative Übereinstimmung konnte ohnehin nicht erwartet werden, weil auf der einen Seite die Betrachtung eines ungeschädigten Betons unter haufwerkstheoretischen Gesichtspunkten nur als Näherung zulässig und auf der anderen Seite nicht geklärt ist, inwieweit die Versuchsergebnisse die "tatsächliche" zweiachsige Festigkeit wiedergeben. Auffallend ist jedoch die Übereinstimmung mit den für Zementstein gefundenen Werten; dies könnte auf eine unzureichende Berücksichtigung der Heterogenität der Betonstruktur bei der modellmäßigen Beschreibung hindeuten.

Unter der Voraussetzung, daß das entwickelte Haufwerksmodell geeignet ist, das Verhalten geschädigter Betone bei zweiachsiger Druckbeanspruchung zu simulieren, kann - durch die Abschätzung des Einflusses des Neigungswinkels auf die Festigkeit (Näheres hierzu in [19], Kap. 4.2) - eine Festigkeitszunahme grob vorausgesagt werden, die kleiner als das 1,05-fache der Prismendruckfestigkeit vorbelastet aufgeheizter Probekörper sein sollte. Auch deutlich größere Festigkeitssteigerungen sind danach möglich, wenn die Rißweiten durch den zweiachsigen Spannungszustand so verringert werden, daß erheblich größere van der Waals-Kräfte wirksam werden.

##### 5. Zusammenfassung und Ausblick

In dem vorliegenden Bericht sind die im Rahmen des Sonderforschungsereichs 148 im Teilprojekt B 3 durchgeführten Untersuchungen der Jahre 1978 bis 1980 zusammenfassend dokumentiert. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag in der Gewinnung von Materialdaten für typische Konstruktionsbetone unterschiedlicher Zusammensetzung. Es wurden in diesem Zusammenhang vorzugsweise

- Festigkeitsuntersuchungen,
- Dilatometermessungen sowie
- Kriech- und Relaxationsmessungen

durchgeführt. Den mechanisch-technologischen Untersuchungen waren umfangreiche Strukturuntersuchungen begleitend beigelegt. Insbesondere kamen die

- Differentialthermoanalyse,
- die Thermogravimetrie und
- die Quecksilberporosimetrie

zur Anwendung. Zur Messung der Rißentstehung und -ausbreitung wurden erste Untersuchungen mit Hilfe der Schallemissionsanalyse bei hohen Temperaturen durchgeführt.

Die für den Berichtszeitraum gestellten Ziele wurden durchweg erreicht. Aus dem Teilprojekt ist eine ganze Reihe von Veröffentlichungen hervorgegangen (s. Abschnitt 7, Dokumentation der Veröffentlichungen), in denen der Fachöffentlichkeit bereits wesentliche Forschungsergebnisse mitgeteilt werden konnten. Neue Fragestellungen haben sich vor allem im Hinblick auf

- die Vergleichbarkeit der Hochtemperaturkennwerte von Festbeton, die aus ein- und biaxialen Versuchen resultieren,
- die meßtechnische Erfassung der Rißentstehung und -ausbreitung sowie
- die Interpretation von Materialveränderungen im Hinblick auf eine gezielte praktische Anwendung der gewonnenen Daten

ergeben. Die o. g. Fragenkomplexe sollen in dem Förderungszeitraum 1981 bis 1983 behandelt werden, weshalb für dieses Teilprojekt ein Fortsetzungsantrag gestellt wurde.

6. Schrifttum

- [1] Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C. - Schriftenreihe des SFB 148, Heft 2, TU Braunschweig, November 1973.
- [2] Schneider, H.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. - Habilitationsschrift, TU Braunschweig, 1979.
- [3] Malhotra, H.L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete. - Magazine of Concrete Research, 8, 23, 1956, S. 84 ff.
- [4] Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen. - Mitteilung Inst. f. Massivbau, TH Darmstadt, Heft 14, 1967.
- [5] Zoldners, U.: Effects at high temperatures on concrete incorporating different aggregates. - Proc. ASTM, 60, 1960, S. 1087 f.
- [6] Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. - Dissertation, TU Braunschweig, 1973.
- [7] Abrams, M.S.: Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F. - ACI, SP 25-2, 1969.
- [8] Furamura, F.: Stress-strain relationship in compression of concrete at high temperatures. - Trans. Architect. Inst. Tokyo, 174, 1, 1970.
- [9] Cruz, C.R.: Elastic properties of concrete at high temperatures. - J. PCA Research and Development Laboratories, Vol. 8, No. 1, 1966, S. 37 ff.
- [10] Maréchal, J.C.: Variations in the modulus of elasticity and Poisson's ratio with temperature. - ACI - Int. Seminar on CNR, Berlin 1970.
- [11] Sullivan, P.J.; Poucher, M.P.: The influence of temperature on the physical properties of concrete. ACI, Detroit, 1971, S. 103 ff.
- [12] Schneider, U.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung. - Die Bautechnik, Heft 4, 1977, S. 123 - 132.
- [13] Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.: Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1975 - 1977, Teil II, B 3-1 bis B 3-95.
- [14] Dougill, J.W.: Some effects of thermal volume changes on the properties and behaviour of concrete. - Proc. Int. Conf. "The Structure of Concrete", London, 1965, S. 499 - 513.

- [15] Schwiete, H.-E.; Ludwig, U.; Albeck, J.: Die Bindung von Zuschlagstoffen an Zementstein. - Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden, Nr. 17, Heft 6, S. 1587 - 1590, Dresden, 1968.
- [16] Hilsdorf, H.K.; Seeberger, J.: Einfluß der Zuschläge auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton im Temperaturbereich zwischen 20 und 250 °C. - Arbeitsbericht zum DFG-Forschungsvorhaben (Az.: 227/11 und 227/14), TU Karlsruhe, Okt. 1979.
- [17] Rostásy, F.S.; Schneider, U.; Wiedemann, G.: Behaviour of mortar and concrete at extremely low temperatures. - Cement and Concrete Research, Vol. 9, No. 3, 1979, pp. 365 - 376.
- [18] Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. - Dissertation, TU Braunschweig, 1977.
- [19] Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. - Dissertation, TU Braunschweig, 1978.
- [20] Fagerlund, G.: Connections between porosity and mechanical properties of materials. - Report 26, Div. Building Technology. Lund, Inst. of Technology, 1 - 300 + 229 figs. 1972.
- [21] Grudemo, Å.: Microcracks, fracture mechanism, and strength of the cement paste matrix. - Cement and Concrete Research, Vol. 9, 1979, pp. 19 - 34.
- [22] Smolczyk, H.G.; Romberg, H.: Der Einfluß der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Nacherhärtung und Porenverteilung von Beton. - Tonind.-Ztg. 100, Heft 10, S. 349 - 357, Heft 11, S. 381 - 390, 1976.
- [23] Kaiser, J.: Untersuchungen über das Auftreten von Geräuschen beim Zugversuch. Dissertation, TH München, 1950.
- [24] Rüsck, H.: Physikalische Fragen der Betonprüfung. - Zement-Kalk-Gips, Vol. 12, Nr. 1, S. 1 - 9, 1959.
- [25] Weigler, H.; Klausen, D.: Ermüdungsverhalten von Beton - Auswirkung einer Beanspruchung im Dauerfestigkeitsbereich. - Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 4, 1979, S. 214 - 220.
- [26] Schickert, G.: Acoustic emission technique applied to tests with concrete cubes. - 2nd International RILEM Symposium on "New Developments in Non-destructive Testing of Non-metallic Materials". 4. - 7. September 1974, Constanta, Rumänien.
- [27] Faninger, E.; Grünthaler, K.H.; Schwalbe, H.J.: Faserverstärkter Beton und Schallemission. - Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 2, 1977, S. 82 - 88.
- [28] Geymayer, H.G.: The Effect of Temperature on Creep of Concrete: A Literatur Review." Waterways Experiment Station Paper C-70-1, Vicksburg, 1970.

- [29] Eibl, J.; Waubke, N.V.; Klingsch, W; Schneider, U.; Rieche, G.: Spannbeton-Reaktordruckbehälter: Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktordruckbehälterbau. - Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 237, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1974.
- [30] Schneider, U.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung. - Die Bautechnik, Heft 4, S. 123 - 132, 1977.
- [31] Hansen, T.C.; Eriksson, L.: Temperature change effect on behaviour of cement paste, mortar and concrete under load. - Journal of ACI, Vol. 63, S. 489 - 504, 1966.
- [32] Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen. - Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau, Heft 14, TU Darmstadt, 1967.
- [33] Kordina, K.; Schneider, U.: Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton unter instationärer Wärmebeanspruchung. - Beton, 25. Jahrg., Heft 1, S. 19 - 25, 1975.
- [34] Kordina, K.; Schneider, U.: Über das Verhalten von Beton unter hohen Temperaturen. - Betonwerk + Fertigteil-Technik, 41. Jahrg., Heft 12, S. 572 - 582, 1975.
- [35] Schneider, U.; Kordina, K.: On the behaviour of normal concrete under steady state and transient temperature conditions. - 3rd Int. Conf. Struct. Mech. in Reactor Techn., Vol. 3, Part H, Paper 1/6, London, 1975.
- [36] Kordina, K., et al.: Brandverhalten von Bauteilen. - Jahresbericht 1973/74 des Sonderforschungsbereichs 148, Braunschweig, 1974.
- [37] Kordina, K., et al.: Brandverhalten von Bauteilen. - Jahresbericht 1975/77 des Sonderforschungsbereichs 148, Teil II, Braunschweig, 1977.
- [38] Schneider, U.: Kinetische Untersuchung an Normalbeton unter thermischer Beanspruchung. - Betonwerk + Fertigteil-Technik, 41. Jahrg., Heft 9, S. 445 - 449, 1975.
- [39] Schneider, U.: Behaviour of Concrete under Thermal Steady State and Non-Steady State Conditions. - Fire and Materials, Heft 1, S. 103 - 115, 1977.
- [40] Schneider, U.: Über den thermischen Abbau zementgebundener Betone und dessen mechanisch-technologische Auswirkungen. - Tonindustrie-Zeitung, 101. Jahrg., Heft 12, S. 404 - 407, 1977.
- [41] Waubke, N.V.; Schneider, U.: Tensile stresses in concrete due to fast vapour flow. - Int. Symp. on Pore Struct. and Prop. of Mat., Part III, Vol. V, S. 213 - 222, Prag, 1973.

- [42] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. - Beton- und Stahlbetonbau 62, Heft 10, S. 230 - 238, Heft 11, S. 261 - 269, 1967.
- [43] C.E.B. (Europäisches Beton-Komitee): Internationale Richtlinien zur Berechnung und Ausführung von Betonbauwerken. - 2. Aufl., CCA, London, März 1978.
- [44] DIN 4227: Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen. - Fassung Juni 1973, Neufassung Teil 1, März 1978.
- [45] Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. - Dissertation TU Braunschweig, 1978.
- [46] Illston, J.M.; Sanders, P.D.: Characteristics and prediction of creep of a saturated mortar under variable temperature. - Magazine of Concrete Research, Vol. 26, No. 88, S. 169 - 179, 1974.
- [47] Maréchal, J.C.: Le fluage du béton en fonction de la température. Matériaux et Constructions, Vol. 2, No. 8, S. 111 - 115, 1969.
- [48] Weigler, H; Karl, S.: Stahlleichtbeton. - Bauverlag GmbH Wiesbaden, 1972.
- [49] Wittmann, F.: Über den Zusammenhang von Kriechverformung und Spannungsrelaxation des Betons. - Beton- und Stahlbetonbau 66, Heft 3, S. 63 - 65, 1971.
- [50] Weiß, R.: Ein statistisch-rheologisches Modell der Restfestigkeit geschädigten Betons - Cement and Concrete Research, Vol. 9, pp. 405 - 416, 1979.
- [51] Böker, R.: Die Mechanik der bleibenden Formänderung in kristallisch aufgebauten Körpern - Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens, VDI-Verlag, Heft 175 - 176, Berlin, 1915.
- [52] Brandtzaeg, A.: Failure of material composed of non-isotropic elements: an analytical study with special application to concrete. - Det Kongelige Norske Videnskabers Skrifter, No. 2, S. 1 - 68.
- [53] Waubke, N.V.; Weiß, R.: Versuche zur Ermittlung der Haftreibung zwischen Betonoberflächen. - Cement and Concrete Research, Vol. 7, S. 553 - 562, Pergamon Press, 1979.
- [54] Splittgerber, H.: Studium der van der Waals-Kräfte zwischen makroskopischen Körpern bei Abständen von 100 Å bis 1600 Å. - Dissertation TU München, 1971.
- [55] Taylor, M.A.; Broms, B.B.: Shear Bond Strength between Coarse Aggregate and Cement Paste or Mortar. - Journal of the ACI, Aug. 1964, S. 939 - 956.
- [56] Newman, K.: The structure and properties of concrete. - Proc. International Conference "The Structure of Concrete", London, 1965, S. XIII ff.
- [57] Hilsdorf, H.: Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons. - Schriftenreihe des DAfStb., Heft 173, Berlin, 1965.



7. Dokumentation der Veröffentlichungen

Im Zeitraum von 1975 bis 1980 sind folgende Veröffentlichungen von Mitarbeitern des Teilprojekts B3 erschienen:

1. Kordina, K.,  
Schneider, U.: Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton unter in-  
stationärer Wärmebeanspruchung. - Beton, 25. Jahrg.,  
Heft 1, S. 19 - 25, Jan. 1975.
2. Schneider, U.,  
Kordina, K.: On the behaviour of normal concrete under steady  
state and transient temperature conditions. -  
3rd Int. Conf. Struct. Mech. in Reactor Techn.,  
Vol. 3, Part H, Paper H1/6, London, 1975.
3. Schneider, U.: Kinetische Untersuchung an Normalbeton unter ther-  
mischer Beanspruchung. - Betonwerk + Fertigteil-  
Technik, 41. Jahrg., Heft 9, S. 445 - 449, Bauver-  
lag GmbH Wiesbaden, Sept. 1975.
4. Kordina, K.,  
Schneider, U.: Über das Verhalten von Beton unter hohen Temperatu-  
ren. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 41. Jahrg.,  
Heft 12, S. 572 - 582, Bauverlag GmbH Wiesbaden,  
1975.
5. Weiß, R.,  
Schneider, U.: N<sub>2</sub>-Sorptionsmessungen zur Bestimmung der spezifi-  
schen Oberfläche und der Porenverteilung von er-  
hitztem Normalbeton. Cement and Concrete Research,  
Vol. 6, S. 613 - 622, Pergamon Press, 1976.
6. Schneider, U.: Kinetische Betrachtungen über den thermischen Abbau  
des Zementsteins und seiner mechanischen Auswirkun-  
gen. Referat des Vortrags auf der 54. Jahrestagung  
der Deutschen Mineralogischen Gesellschaft vom 13.  
- 19. September 1976 in Braunschweig. - Fortschr.  
Miner., 54, Beiheft 1, Stuttgart 1976, S. 82 - 83.
7. Weiß, R.: N<sub>2</sub>-Sorptionsmessungen an ausgeheizten Betonproben.  
Referat des Vortrags auf der 54. Jahrestagung der  
Deutschen Mineralogischen Gesellschaft vom 13. -  
19. September 1976 in Braunschweig, Fortschr.- Miner.,  
54, Beiheft 1, Stuttgart 1976, S. 101 - 102.
8. Weiß, R.,  
Waubke, N.V.: Ein haufwerkstheoretisches Modell für die Restfestig-  
keit geschädigter Betone. - Referat des Vortrags auf  
der 54. Jahrestagung der Deutschen Mineralogischen  
Gesellschaft vom 13. - 19. September 1976 in Braun-  
schweig, Fortschr. Miner., 54, Beiheft 1, Stuttgart  
1976, S. 103.
9. Schneider, U.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton un-  
ter stationärer und instationärer Temperaturbeanspru-  
chung. Die Bautechnik, Heft 4, S. 123 - 132, 1977.

10. Schneider, U., Kineticische Betrachtungen über den thermischen Abbau  
Weiß, R.: zementgebundener Betone und dessen mechanische Auswirkungen. - Cement and Concrete Research, Vol. 7, S. 259 - 268, Pergamon Press, 1977.
11. Schneider, U.: Über den thermischen Abbau zementgebundener Betone und dessen mechanisch-technologische Auswirkungen. Mitteilungsblatt für die aml. Materialprüfung in Niedersachsen, 16/17, S. 10 - 14, Goslar, 1976/77. - ebenfalls veröffentlicht in: Tonindustrie-Zeitung, 101. Jahrg., S. 404 - 407, Coburg, 1977.
12. Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. - Dissertation TU Braunschweig, 1978.
13. Waubke, N.V. Versuche zur Ermittlung der Haftreibung zwischen  
Weiß, R.: Betonoberflächen. - Cement and Concrete Research, Vol. 7, S. 553 - 562, Pergamon Press, 1979.
14. Rostásy, R.S., Behaviour of Mortar and Concrete at Extremely Low  
Schneider, U., Temperatures. - Cement and Concrete Research, 9,  
Wiedemann, G.: 3, S. 365 - 376, 1979.
15. Rostásy, F.S., Ein Beitrag zum Tieftemperaturverhalten von Zement-  
Schneider, U., mörtel und Beton. In: Forschungsbeiträge für die  
Wiedemann, G.: Baupraxis (Kordina-Festschrift), Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, S. 115 - 131, 1979.
16. Kordina, K., Moisture Transport and Vapor Release of Concrete  
Schneider, U.: Structures at Temperatures > 100 °C. - Transactions of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Struct. Mech. in Reactor Technology, Vol. H, Paper H 1/5, Berlin 1979.
17. Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift Technische Universität Braunschweig, 1979. - ebenfalls veröffentlicht in: Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 42, 1979.
18. Schneider, U., Ursachen und Auswirkungen der Entfestigung von Beton  
Weiß, R., bei hoher Temperatur. - Mitteilungsblatt für die  
Diederichs, U.: aml. Materialprüfung in Niedersachsen, 18/19, S. 50 - 57, Clausthal-Zellerfeld, 1979.
19. Schneider, U.: Ein Beitrag zur Klärung des Kriechens und der Relaxation von Beton unter instationärer Temperatureinwirkung. - Forschungsbeiträge für die Baupraxis (Kordina-Festschrift), Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, S. 133 - 149, 1979.
20. Rostásy, F.S., Changes of pore structure of cement mortars due to  
Weiß, R., temperature. - Cement and Concrete Research, Vol. 10,  
Wiedemann, G.: No. 2, 1980.

## 8. Anhang

Betontechnologische Daten der Probekörper

Betonserie		L B 1 - 6	L B 7 - 8
Portlandzement 45 F	[kg/m <sup>3</sup> ]	350	-
Portlandzement 35 F	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	375
Quarzsandzuschlag	0 - 2 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	265	650
Leca-Zuschlag	0 - 2 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	210	-
Leca-Zuschlag	2 - 4 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	105	-
Leca-Zuschlag	4 - 8 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	125	-
Leca-Zuschlag	8 - 16 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	160	-
Leichtzuschlag Korlin A 4 - 8 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	290
Leichtzuschlag Korlin A 8 - 16 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	290
Gesamtwasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	225	185
Frischbetonrohdichte	[kg/dm <sup>3</sup> ]	1,43	1,84
Rohdichte (28 Tage)	[kg/dm <sup>3</sup> ]	1,38	1,79 (50 Tg.)
Würfelfestigkeit (28 Tage)	[N/mm <sup>2</sup> ]	22,4	35,2

Betonserie		LB 9-10
Portlandzement 35 F	[kg/m <sup>3</sup> ]	350
Quarzit. Sand	0 - 2 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	611
Liapor-Zuschlag	2 - 8 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	150
Liapor-Zuschlag	8 - 16 mm [kg/m <sup>3</sup> ]	350
Gesamtwasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	212,5
Frischbetondichte	[kg/dm <sup>3</sup> ]	1,80
Rohdichte (28 Tage)	[kg/dm <sup>3</sup> ]	1,77
Würfelfestigkeit (28 Tage)	[N/mm <sup>2</sup> ]	43,8

Betonserie			NB 01 - 02	NB 6 - 7
Portlandzement 35 F		[kg/m³]	240	360
Quarzit. Sand	0 - 3 mm	[kg/m³]	684	489
Quarzit. Kies	3 - 7 mm	[kg/m³]	514	712
Quarzit. Kies	7 - 15 mm	[kg/m³]	780	776
Gesamtwasser		[kg/m³]	209	194
Frischbetonrohddichte		[kg/dm³]	2,38	2,38
Rohddichte (28 Tage)		[kg/dm³]	2,31	2,35
Würfelfestigkeit (28 Tage)		[N/mm²]	27,0	46,8

Betonserie			NB 8 - 17
Portlandzement 35 F		[kg/m³]	360
Quarzit. Sand	0 - 3 mm	[kg/m³]	671
Quarzit. Kies	3 - 7 mm	[kg/m³]	510
Quarzit. Kies	7 - 15 mm	[kg/m³]	780
Gesamtwasser		[kg/m³]	194
Frischbetonrohddichte		[kg/dm³]	2,40
Rohddichte (28 Tage)		[kg/dm³]	2,37
Würfelfestigkeit (28 Tage)		[N/mm²]	51,7

Betonserie		K S 1 - 3
Portlandzement 35 F	[kg/m <sup>3</sup> ]	340
Kalkstein-Zuschlag 0 - 4 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	830
Kalkstein-Zuschlag 4 - 8 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	425
Kalkstein-Zuschlag 8 - 16 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	570
Gesamtwasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	185
Frischbetonrohddichte	[kg/dm <sup>3</sup> ]	-
Rohddichte (28 Tage)	[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,33
Würfelfestigkeit (28 Tage)	[N/mm <sup>2</sup> ]	-

Betonserie		S S 1 - 2
Portlandzement 35 F	[kg/m <sup>3</sup> ]	340
Sandstein-Zuschlag 0 - 4 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	810
Sandstein-Zuschlag 4 - 8 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	435
Sandstein-Zuschlag 8 - 16 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	550
Gesamtwasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	185
Frischbetonrohddichte	[kg/dm <sup>3</sup> ]	-
Rohddichte (28 Tage)	[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,23
Würfelfestigkeit (28 Tage)	[N/mm <sup>2</sup> ]	-

Betonserie			B S B 3 - 4
Portlandzement 35 F		[kg/m <sup>3</sup> ]	350
Quarzit. Sand	0 - 2 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	726
Basaltsplitt	8 - 11 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	1014
Basaltsplitt	11 - 16 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	185
Gesamtwasser		[kg/m <sup>3</sup> ]	175
Frischbetonrohddichte		[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,55
Rohddichte (28 Tage)		[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,52
Würfelfestigkeit (28 Tage)		[N/mm <sup>2</sup> ]	54,7

Betonserie			H V 5 - 6
Hochofenzement HOZ 35 L		[kg/m <sup>3</sup> ]	350
Quarzit. Sand	0 - 2 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	628
Quarzit. Kies	2 - 8 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	480
Quarzit. Kies	8 - 16 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	739
Gesamtwasser		[kg/m <sup>3</sup> ]	188
Frischbetonrohddichte		[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,38
Rohddichte (28 Tage, wassergelagert)		[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,37
Würfelfestigkeit (28 Tage)		[N/mm <sup>2</sup> ]	41,8

Mörtelserie		M 1	MH 1	MT 1
Portlandzement PZ 35 F	[kg/m <sup>3</sup> ]	480	-	-
Hochofenzement HOZ 35 L	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	482	-
Traßzement TrZ 35 L	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	476
Quarzit. Sand	[kg/m <sup>3</sup> ]	1440	1447	1429
Gesamtwasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	240	241	244
Frischbetonrohddichte	[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,18	2,17	2,15
Wasserlagerungsdauer	[Tage]	7	28	28
Rohddichte (28 Tage)	[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,19	2,16	2,16
Würfelfestigkeit (28 Tage)	[N/mm <sup>2</sup> ]	39,1	42,0	33,0





Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 4 - Verformungsverhalten von Bau-,  
Beton- und Spannstählen bei  
hohen Temperaturen

Beteiligte Wissenschaftler: o. Prof. Dr.-Ing. J. Ruge  
Dipl.-Ing. O. Winkelmann

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1978 - 1980

Bezug: Förderungsantrag 1977, Seiten 113 - 125  
1980, Seiten 133 - 154

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung .....	B 4 - 3
2. Allgemeines .....	B 4 - 5
3. Versuchsstand und Versuchsführung .....	B 4 - 7
3.1 Wärmeausdehnungskoeffizient und Elastizitätsmodul .....	B 4 - 7
3.2 Warmkriechversuch .....	B 4 - 7
3.3 Warmzugversuch .....	B 4 - 8
3.4 Relaxations- und Restfestigkeits- messung .....	B 4 - 9
4. Problemstellung und erste Ergebnisse zur Restfestigkeit verschiedener Stähle .....	B 4 - 10
5. Ergebnisse zur kritischen Dehnungsge- schwindigkeit $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ .....	B 4 - 11
6. Elastische, thermische und plastische Dehnungsanteile sowie Arbeitslinien für Grauguß, Bau-, Beton- und Spannstähle verschiedener Durchmesser und Qualitäten aus Warmkriech- und Warmzugversuchen .....	B 4 - 12
6.1 Bau- und Feinkornbaustähle .....	B 4 - 12
6.2 Betonstähle .....	B 4 - 15
6.3 Spannstähle .....	B 4 - 17
7. Erste Ergebnisse zu einem neuen Rechenmo- dell zur Übertragung der Meßkurven aus Warmzugversuchen auf das Warmkriechver- halten des Stahles bei instationärer Er- wärmung unter Last .....	B 4 - 19
8. Zusammenfassung .....	B 4 - 20
9. Literatur .....	B 4 - 22
10. Abbildungen 1 bis 38 .....	B 4 - 24

### 1. Einleitung

Wie bereits im vergangenen Antragszeitraum sollen auch die im Zeitraum 1978 bis 1980 gewonnenen Ergebnisse des Teilprojekts B 4 dazu dienen, für den Baustoff Stahl Festigkeits- und Verformungseigenschaften in der Form von Arbeitslinien darzustellen und die metallurgischen Vorgänge zu klären, die nach der Einwirkung einer Brandbelastung anzunehmen sind. Das Teilprojekt B 4 hat in den letzten Jahren in enger Zusammenarbeit und Diskussion mit den Teilprojekten, die Bauteilversuche durchführen und Bauwerksberechnungen anhand erarbeiteter Werkstoffgesetze vornehmen, Versuchsführungen und Prüfverfahren entwickelt, deren Meßergebnisse und daraus konstruierte Arbeitslinien das tatsächliche Verhalten durch einen natürlichen Brand belasteter Stahlbauelemente unter bestimmten gegebenen äußeren Randbedingungen gut beschreiben. Die Einschränkung auf bestimmte Randbedingungen ist dadurch gegeben, daß gegebenen Zwängungen für das Stahlbauelement Rechnung getragen werden muß und Ergebnisse bislang nur von zugbelasteten Prüfkörpern vorliegen. Die Übertragung der Daten aus den gewählten Warmkriechversuchen unter Anwendung eines kritischen Verformungskriteriums zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer auf ein Randbedingungen unterworfenen Bauteil, z. B. eine Stahl-Beton-Stütze, für die geringe Verformungen aufgrund der Einspannung zugelassen sind, gelingt gut, und die Zuordnung der Ergebnisse läßt sich schlüssig deuten.

Es wird nachgewiesen, daß die Messungen im Warmzugversuch besonders dann zu deutlich falscher - unkritischer - Beurteilung des Werkstoffverhaltens führen, wenn ein hoher Kaltverformungsgrad des Stahlbauelements im Anlieferungszustand bereits vorliegt, größere Kaltverformungen und -verfestigungen im Lastfall anzunehmen und durch einen hohen Bedeckungsgrad niedrige Erwär-

mungsgeschwindigkeiten, also lange Zeiten in der Wärme bis zum Erreichen der kritischen Temperatur, zu erwarten sind.

Die zum Teil komplizierte Deutung in Konkurrenz bzw. gegenseitig begünstigend ablaufender metallurgischer Vorgänge kann für einige Problemstellungen geführt werden (siehe auch Bericht: Klingsch/Winkelmann). Doch gerade die Erkenntnis, daß solche durch gegeneinander variierte Parameter für den Beurteilenden erschwerte Voraussagen zum Werkstoffverhalten schon teilweise gut den im Bauteilversuch beobachteten Vorgang beschreiben, gibt Anlaß zu vermuten, daß die grundlegenden gewählten Versuchs- und Beurteilungskriterien richtig sind. Weitere umfangreiche Meßreihen, die unter Berücksichtigung des Werkstoffkriechens durchgeführt werden sollen, lassen neue Erkenntnisse für zusätzliche veränderte Randbedingungen am Bauwerk erwarten und werden sicherheitstechnische, ökonomische und nicht zuletzt wissenschaftliche Fortschritte zur Beurteilung brandbelasteter Bauteile bringen.

In Zusammenarbeit mit Herrn Anderberg (Lund, Schweden) wird der Versuch unternommen, mittels theoretischer Kriechgesetze der Stähle eine Übertragungsrechnung durchzuführen, die aus den Messungen im experimentell unkomplizierten, definierten Warmzugversuch die Kurven für einen unter gegebenen Bedingungen gefahrenen Warmkriechversuch rechnerisch liefern soll. Der Vergleich erster Rechenergebnisse mit im Teilprojekt B 4 experimentell ermittelten Kurven aus Warmzug- und Warmkriechversuchen lassen einen Erfolg dieses Vorhabens in den Grenzen bestimmter Parameter erwarten.

## 2. Allgemeines

Die Parameter, die das Verhalten des Bauelementes Stahl bestimmen, werden durch Herstellung, Einbau und Belastung vorgegeben und lassen sich in folgende besonders wichtige Einflußfaktoren aufgliedern

- chemische Zusammensetzung des Stahles
- thermische Vorbehandlung
- mechanische Vorbehandlung
- Verbund im Bauteil
- Temperaturgeschichte
- Lastgeschichte (vor und während der Brandeinwirkung)

Vorgänge im Bereich der Mikrostruktur des Werkstoffes, wie

- Verfestigung
- Relaxation
- Erholung
- Rekristallisation
- Kriechen,

finden ausgeprägt in Temperaturbereichen statt, die sich für die einzelnen Vorgänge z. T. kaum überdecken, sie werden aber in ihrer Intensität durch die Verweilzeit in einem Temperaturintervall und während der Erwärmung anliegende Spannungen und Verformungen im Bauteil deutlich bestimmt. Dieser Überblick über die auftretenden Einflußparameter und Reaktionen im Werkstoff läßt erkennen, daß eine pauschale Beurteilung des Stahlverhaltens ohne Betrachtung der Herstellungs- und Belastungsgeschichte nicht zulässig sein kann. Das bedeutet aber auch, daß der gewählte Versuch nur dann wissenschaftlich korrekt gewählt ist, wenn die bei der Anlieferung des Materials im Bauelement vorhandenen Eigenschaften erhalten bleiben. Das erfordert z. B., daß die Verteilung der Verfestigung im Querschnitt bei Beton- und Spannstählen, die Verteilung von Walzeigenspannungen bei Profilen nicht durch die Entnahme von Normproben verfälscht werden darf und temperaturbezogen instationäre Lastfälle nicht experimentell im Zugversuch bei konstanter Temperatur nachgefahren werden können.

Der hier vorliegende Bericht soll anhand der angefügten zahlreichen Diagramme die Ergebnisse der im Teilprojekt B 4 durchgeführten Versuchsreihen darstellen, Tendenzen aufdecken und versuchen, die beobachteten Stahleigenschaften zu erläutern, wo das bereits möglich ist.

Eine jeweils kurze textliche Erklärung, der in den Diagrammen graphisch dargestellten Ergebnissen und deren Deutung, soll zur Übersichtlichkeit beitragen, da die Vielzahl der geprüften Werkstoffe wie Grauguß, Bau- und Feinkornbaustahl, Betonstahl, kaltverfestigt und naturhart, sowie Spannstahl in jeweils unterschiedlichen Querschnittsabmessungen und zusätzlich die Anwendung verschiedener Prüfverfahren eine allgemeingültige Deutung der Vorgänge oft nicht zulassen. Wo eine Verallgemeinerung auf z. B. kaltverfestigte Werkstoffe zulässig ist, wird dies hervorgehoben. Auch aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde an dieser Stelle auf eine metallurgische Deutung anhand von Mikroschliff- und REM-Aufnahmen verzichtet, die den Umfang eines Berichts zu Untersuchungen an der genannten Vielzahl von Versuchswerkstoffen erheblich erweitert hätten, wenn Vergleiche möglich sein sollten. Die jeweils genannte Deutung hat allerdings häufig ihren Ursprung in der Auswertung der mikroskopisch betrachteten Vorgänge im Werkstoffgefüge und in der Bruchfläche.

Ergebnisse der im Literaturverzeichnis angeführten Literatur u. a. wurden bereits vor der Versuchskonzipierung berücksichtigt. An dieser Stelle soll vor allem Neues dargestellt werden bzw. Daten für heute in der Baupraxis übliche Stähle vorgelegt werden.

### 3. Versuchsstand und Versuchsführung

#### 3.1 Wärmeausdehnungskoeffizient und Elastizitätsmodul

In den Abbildungen 1 und 2 ist die Meßeinrichtung zur Bestimmung des Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha$  dargestellt. Ein Quarzdilatometer mit einem induktiven Wegaufnehmer, der außerhalb des erwärmten Bereichs montiert ist, mißt an der planparallel geschliffenen, im Querschnitt aber belassenen Probe, die während einer Erwärmungsphase und konstant gehaltenen Temperaturniveaus auftretenden thermisch bedingten Dehnungen. Die Probe ist dabei mechanisch unbelastet. Zwei Thermoelemente nehmen jeweils am oberen und unteren Ende der bei RT 10 mm langen Probe die momentane Temperatur ab, der Mittelwert wird beim Soll-Ist-Wert-Vergleich der Ofenregelung benutzt.

Der Elastizitätsmodul wird nach Erreichen eines konstanten Temperaturniveaus längs der Meßstrecke der Probe mittels Biegung kompensierender Dehnungsmessung an zwei gegenüberliegenden Aufnehmern im Warmzugversuch bestimmt. Dabei wird auch die für den Warmzugversuch gültige Warmstreckgrenze ermittelt.

#### 3.2 Warmkriechversuch

Im Gegensatz zum Warmzugversuch beginnen beim Warmkriechversuch die Dehnungsmessungen zu dem Zeitpunkt, wenn nach Aufbringen der konstanten Vorlast die Erwärmung der Probe beginnt, also nicht erst nach Erreichen eines konstanten Temperaturniveaus. Die Abbildungen 3 bis 6 zeigen einige Details der Meßapparatur. Der über den Sonderforschungsbereich beschaffte Zeitstand- und Relaxationsprüfstand ist in Abb. 3 gezeigt, im dargestellten Fall ist in den über ein Programmsteuergerät geregelten Dreizonen-Ofen eine Probe mit geringem Durchmesser eingebaut, die eine direkte Dehnungsmessung an der Probe zuläßt. Bei einer Dehnungsmessung im Ofen muß für jede einzelne Aufheizgeschwin-

digkeit ein Temperaturgang des Dehnungsmeßgestänges ermittelt werden, der dann von der gemessenen Dehnung abgezogen werden muß, um die wahre Dehnung der Probe festzustellen. Eine besonders wichtige Bedingung ist in diesem Zusammenhang die Gewährleistung eines gleichmäßigen und reproduzierbaren Temperaturprofils im Ofen, da schon geringe Änderungen des Profils deutliche Verschiebungen des Temperaturganges des Gestänges hervorrufen, die die Ermittlung des Einsetzens plastischer Verformungen an der Probe unmöglich machen.

Bei Dehnungsmessungen an Proben mit größerem Querschnitt besteht die Notwendigkeit biegunsgkompensiert außerhalb des Ofens zu messen (Abb. 4). Hierbei ist ein Temperaturgang des Gestänges nicht zu berücksichtigen. Im Fall der Außenmessung muß die Temperaturdehnung der Einspannelemente im Temperaturprofil des Ofens berücksichtigt werden, so daß z. B. bei Messungen an gerippten Beton- und Spannstählen ab 12 mm Durchmesser, die Verschiebung der Spannelemente bei plastischer Verformung des Prüfstabes eingerechnet werden muß. Bei Eichversuchen, die für alle Parametervariationen notwendig sind, werden bis zu 12 Thermoelemente auf der Meßstrecke zwischen dem unteren und oberen Anlenkpunkt der das Meßgestänge führenden Traversen angepunktet und gegen Strahlung der Ofenheizwendeln geschützt.

Bei der Innenmessung wird der Temperaturgang des Gestänges empirisch ermittelt. Das Temperaturprofil im Meßbereich der Probe wird über 4 Thermomeßstellen kontrolliert und über den Temperaturmittelwert die Ofenregelung vorgenommen.

### 3.3 Warmzugversuch

In DIN 50 145 werden die Bedingungen für den Warmzugversuch festgelegt. Zu nennen sind in diesem Zusammenhang vor allem die maximale Abzugsgeschwindigkeit, die



weniger als  $10 \text{ N/mm}^2/\text{s}$  betragen soll, bzw. als gleichwertiges Kriterium eine Beschränkung der Dehngeschwindigkeit auf  $\dot{\epsilon} < (2 \cdot A + 10)$  in  $\%/ \text{min}$ . Die Prüftemperatur soll an der Probe mindestens 10 Minuten vor Versuchsbeginn konstant gehalten worden sein.

An der festgelegten Dehngeschwindigkeit und der Vorgabe einer Zeit in der Wärme setzt die Kritik an, die diesen Versuch zur Beurteilung von brandbedingten Schädigungen ausschließen möchte. Sowohl eine Änderung der Abzugsgeschwindigkeit in den durch DIN 50 145 vorgegebenen Grenzen als auch eine erste Schädigung bzw. Entfestigung kaltverformter Stahlbauelemente beim Halten in der Wärme vor Einsatz des eigentlichen Versuches führen zu Abweichungen der Meßwerte für plastische Dehnungsanteile bis zu mehreren hundert Prozent für gleiche Spannungen. Hierfür sind Vorgänge im Werkstoff wie Erholung, Rekristallisation und Kriechen bei hohen Temperaturen verantwortlich zu machen. Diese metallurgisch bedingten Vorgänge sind am eingebauten Stahlbauteil auch zu erwarten und werden im Warmkriechversuch unter instationärer Erwärmung im vollen Umfang berücksichtigt.

### 3.4 Relaxations- und Restfestigkeitsmessung

Beim Relaxationsversuch wird die Probe einer Spannung ausgesetzt, die einen festgelegten Dehnungsbetrag erzeugt. Bei ansteigender oder konstant gehaltener höherer Temperatur wird sich der Stahl entspannen. Man zeichnet dann für die konstant gehaltene Dehnung den Abfall der Last auf. Dieser Versuch ist vor allem für die Beurteilung kaltverfestigter Beton- und Spannstähle von Bedeutung.

Die Restfestigkeit und -verformbarkeit eines Stahlbauteils, das einer Brandbelastung oder einer dies simulierenden Wärmebehandlung ausgesetzt worden war, ist abhängig, außer vom Anlieferungszustand des Stahles, von der thermischen und mechanischen Belastungsge-

schichte des Bauteils. Zusätzlich zur Beurteilung eines kritischen Versagenszeitpunktes während des Brandes kommt zur Restfestigkeitsbestimmung die Phase der Bauteilabkühlung als Einflußparameter hinzu. Abb. 7 zeigt den Versuchsaufbau zur Aufbringung eines geregelten Erwärmungs- und Abkühlzyklus ohne Belastung. Mit Einbeziehung einer mechanischen Belastungsphase werden die Restfestigkeitsmessungen, die bei Raumtemperatur durchgeführt werden, im geregelten instationären Warmkriechversuch vorbereitet. Hierbei wird zumeist bis zu einem vorgegebenen plastischen Dehnungsanteil oder bis zu einer Maximaltemperatur gefahren.

#### 4. Problemstellung und erste Ergebnisse zur Restfestigkeit verschiedener Stähle

---

An dieser Stelle soll nur vollständigkeithalber kurz auf die erlangten ersten Ergebnisse zu diesem Problemkomplex hingewiesen werden, da dieses Thema ausführlich und projektübergreifend im Bericht: Klingsch/Winkelmann: "Untersuchungen zur Restfestigkeit von Beton- und Baustählen nach Temperatureinwirkung" erläutert wird, der auch im Berichtsband abgedruckt erscheint und die Meßergebnisse von Versuchen und metallurgischen Betrachtungen, die im Teilprojekt B 4 vorgenommen wurden, darstellt.

Am Massenbaustahl St 37-2 wurden unter konstant gehaltener Last, die einem Belastungsgrad bezogen auf die Streckgrenze bei RT entsprach, Warmkriechversuche bei einer Aufheizgeschwindigkeit von  $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$  bis zu einer plastischen Dehnung von 1 % durchgeführt, dann entlastet und an Luft abgekühlt. An den so als Ausgangsproben erhaltenen verlängerten Normproben wurde bei RT eine Feindehnungsmessung bis ca. 0,3 % plastische Dehnung und kontinuierlich daran anschließend eine Dehnungsmessung bis zum Bruch der Probe vorgenommen, nachdem für die verbleibende Verformung die Feindehnungsmeßeinrichtung ohne Unterbrechung des Versuchs gelöst worden war.

Der den verschiedenen Belastungsgraden zugeordnete Verlauf plastischer Dehnung, bezogen auf die jeweils gemessene Temperatur, ist in Abb. 18 dargestellt. Die Ergebnisse der Restfestigkeitsmessungen an St 37-2 als Streckgrenzen- und Zugfestigkeitsverhältnis,  $R_{p0,2}(\vartheta_{\text{vor}})/R_m(\text{RT})$  bzw.  $R_m(\vartheta_{\text{vor}})/R_m(\text{RT})$ , werden dem Belastungsgrad in Abb. 9 und der Maximaltemperatur des bei  $\epsilon_{p1} = 1\%$  abgebrochenen Warmkriechversuchs in Abb. 10 zugeordnet. Die Werte der Hochlage (siehe Abb. 9 und 10) werden dann erreicht, wenn vor dem Anstieg des Kurvenverlaufs der Warmstreckgrenze  $R_{p0,2}(\vartheta)$  über der Temperatur  $\vartheta$  im Bereich der Blausprödigkeit, also zwischen 300 und 400 °C für den St 37, bereits mit der anliegenden Spannung die Warmstreckgrenze überschritten wird und noch eine bedeutende Kaltverfestigung einsetzt, die nicht wieder durch Erholung oder Rekristallisation abgebaut werden kann, da bei diesen relativ hohen Belastungsgraden (siehe Abb. 18) bis  $\epsilon_{p1} = 1\%$  die Rekristallisationstemperatur nicht erreicht wird.

Allgemein kann aus dieser schlüssigen Deutung hergeleitet werden, daß ein verfestigungsfähiger Stahl dann nicht unter die Ausgangsfestigkeit absinkt, wenn eine anliegende hohe Spannung vor dem Anstieg der Streckgrenze im Bereich der Blausprödigkeit die dort vorliegende Warmstreckgrenze überschreitet und aufgrund plastischer Verformungen verfestigt und wenn zusätzlich gewährleistet ist, daß im weiteren Verlauf der thermischen Beanspruchung die Rekristallisationstemperatur nicht erreicht wird.

Am kaltverfestigten Betonstahl der Sorte BSt 420/500 RK (alte Bezeichnung BSt 42/50 RK) wurde ein Temperaturzyklus mit einer linearen Aufheizgeschwindigkeit von ca. 10 °C/min und Abkühlung an Luft ohne den Einfluß einer mechanischen Belastung bis zu vorgegebenen Maximaltemperaturen gefahren. Die abgekühlten Proben mit sechs verschiedenen Durchmessern wurden anschließend im Zugversuch geprüft. Die Abbildungen 11 bis 13 zeigen die Streckgrenzen- und Zugfestigkeitsverhältnisse der Restfestigkeit in Abhängigkeit von der im Vorversuch erreichten Maximaltemperatur, Abb. 8 den entsprechenden Verlauf der

Verformungskennwerte  $A_{10}$  und  $Z$ . Dem Verlauf der Kurven ist deutlich ein Abfall der Festigkeit um ca. 15 % nach Überschreiten der Rekristallisationstemperatur zu entnehmen. Erheblich stärker ausgeprägt wird dieser Festigkeitsverlust dann in Erscheinung treten, wenn noch höhere Temperaturen und vor allem längere Haltezeiten bei hohen Temperaturen im Brandverlauf auftreten und wenn Lasten anliegen, die durch Verformungen zu einer höheren Keimzahl und damit zu stärkerer Rekristallisation führen.

5. Ergebnisse zur kritischen Dehngeschwindigkeit  
 $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$

Zu diesem Thema ist ein Vortrag vorgesehen, der projektübergreifend von Krampf und Winkelmann erarbeitet und während des Berichtskolloquiums im Juli 1980 gehalten werden soll.

Einige Ergebnisse sind bereits während des Vortragskolloquiums 1979 in Braunschweig diskutiert worden. Es hat sich herausgestellt, daß - ähnlich dem Beurteilungskriterium über eine kritische Durchbiegungsgeschwindigkeit - im Warmkriechversuch eine durch Zugspannungen ausgelöste kritische Dehngeschwindigkeit auftritt,

$\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ , bei der für eine Stahlsorte und einen definierten Belastungsgrad, nahezu unabhängig von der Erwärmungsgeschwindigkeit, eine Temperatur zugeordnet werden kann, die hier nur noch von der Stahlsorte und der anliegenden Belastung abhängig ist. Aus den Punkten für verschiedene Belastungsgrade läßt sich somit eine kritische Werkstoffkurve konstruieren. Den Abbildungen 14, 16 und 17 läßt sich dieses, vor allem auch für den kaltverfestigten Betonstahl, gut entnehmen.

Sowohl die Vorgabe eines kritischen Verformungsbetrages oder der Bruchtemperatur als Versagenskriterium zur Festlegung der Feuerwiderstandsdauer erscheint ungeeignet,

da entweder breite Streubänder (siehe Abb. 15) durch zusätzliche Abhängigkeiten, z. B. von der Aufheizgeschwindigkeit, ermittelt werden oder ein für jede Stahlsorte eigens festzulegender Verformungsbetrag notwendig wird, daher also Werkstoffgesetze zu vergleichbaren metallurgischen Vorgängen daraus nicht erstellt werden können. Das Kriterium der genannten kritischen Dehngeschwindigkeit  $\dot{\epsilon}$  hat sich bei allen bisher untersuchten Stahlsorten als sinnvoll anwendbar erwiesen, um einen kritischen Punkt zur Festlegung der Feuerwiderstandsdauer zu definieren, da bis zu dieser Dehngeschwindigkeit die jeweils für die zu beurteilende Stahlsorte noch zugelassene kritische Verformung nahezu erreicht wird.

## 6. Elastische, thermische und plastische Dehnungsanteile und Arbeitslinien für Grauguß, Bau-, Beton- und Spannstähle verschiedener Qualitäten und Durchmesser aus Warmkriech- und Warmzugversuchen

---

### 6.1 Bau- und Feinkornbaustähle

Die kontinuierlich aufgenommenen Meßkurven aus Warmkriechversuchen liefern eine Gesamtdehnungskurve, in der der elastische  $\epsilon_{el}$ , der thermische  $\epsilon_{\theta}$  und der plastische Dehnungsanteil  $\epsilon_{pl}$  enthalten sind. Um Arbeitslinien in der Form konstruierter  $\sigma - \epsilon$ -Diagramme darstellen zu können, muß der plastische Dehnungsanteil und vor allem das Einsetzen erster plastischer Verformungen aus der Meßkurve getrennt entnommen werden können. Dazu wurden in Vorversuchen die Temperatúrausdehnungscharakteristiken und der Verlauf des Elastizitätsmoduls über der Temperatur für die geprüften Stähle ermittelt und die im Verlauf des Versuchs durch thermische und mechanische Beanspruchung bedingten Dehnungsanteile  $\epsilon_{el}$  und  $\epsilon_{\theta}$  rechnerisch bestimmt und der Gesamtdehnungskurve unterlegt. Die Funktion der thermischen Dehnung läßt sich für die betreffende Aufheizgeschwindigkeit auch experimentell im Versuch ohne Last bestimmen. Damit kann dann durch Über-

einanderlegen der entsprechenden Gesamtdehnungs- und Temperaturdehnungskurven die Differenzdehnung ausgemessen werden.

Der Temperaturdehnungskoeffizient  $\alpha$ , in Abhängigkeit von der Temperatur, hier für den Baustahl St 37-2 in Abb. 19 und für den Spannstahl St 1570/1770 in Abb. 29 dargestellt, kann mit geringer Streuung für alle hier betrachteten Stähle übernommen werden, da der geringe Anteil der zulegierten Elemente nur unbedeutende Verschiebungen bewirkt. Der Verlauf des Elastizitätsmoduls über der Temperatur kann für die Bau- und Betonstähle aus der für den St 37-2 in Abb. 19 dargestellten Kurve  $E/\nu$  entnommen werden. Die Kurve für  $E/\nu$  für hochfeste Spannstähle liegt erheblich steiler, da oberhalb einer Temperatur von ca. 350 °C ein exponentieller Anstieg des Quotienten  $E(T)/E(\nu)$  ermittelt wird (siehe Abb. 31), d. h. ein deutliches Abflachen der elastischen Geraden zu erwarten ist.

Abbildung 18 zeigt den Verlauf der plastischen Dehnung für den St 37-2 in Abhängigkeit vom Belastungsgrad und der im Warmkriechversuch linear ansteigenden Temperatur mit  $\dot{\nu} = 10$  °C/min. Für jeden genannten Belastungsgrad wurden vier Versuche gefahren, die Streuung der Meßwerte ist sehr gering, zumeist konnte Deckung erzielt werden. Eine Ausnahme bildet sich beim Belastungsgrad  $0,6 \times R_{p0,2}(RT)$  heraus, hier liegen je zwei Punktreihen auf zwei signifikant verschiedenen Kurven. Dieser Belastungsgrad kennzeichnet den instabilen Bereich für diesen Werkstoff, unterhalb dieser Belastung, z. B. schon bei  $0,55 \times R_{p0,2}(RT)$ , setzt keine Verfestigung mehr ein, da die Warmstreckgrenze mit der anliegenden Spannung erst jenseits des Bereichs der Blausprödigkeit überschritten wird. Höhere Belastungsgrade, oberhalb  $0,65 \times R_{p0,2}(RT)$ , verfestigen den Werkstoff deutlich nach Überschreiten der Warmstreckgrenze durch die Spannung, da die Senke in der Kurve  $R_{p0,2}/\nu$  zwischen  $R_{p0,2}(RT)$  und  $R_{p0,2}(ca. 400\text{ °C})$  durch Spannungen,

die niedriger als die Streck- oder Dehngrenze bei RT liegen, erreicht wird und plastische Verformungen mit einer Vervielfachung der Versetzungen einhergehen, wenn im Bereich unter ca. 400 °C verformt wird.

Die Darstellung eines konstruierten Spannungsdehnungsdiagramms in Abb. 20 aus den plastischen Dehnungen (Abb. 18) und den errechneten elastischen Dehnungen und zwei zusätzlich eingezeichnete Spannungs-Dehnungs-Kurven aus Warmzugversuchen bei 313 °C und 609 °C zeigen bei flachem Kurvenverlauf, hier z. B. bei 609 °C aus dem WZ- und bei 600 °C aus dem WK-Versuch, daß bei gleicher Spannung, z. B. in diesem Fall bei  $0,4 \times R_{p0,2} (RT)$ , durch Berücksichtigung des Werkstoffkriechens bei einer Aufheizgeschwindigkeit von 10 °C/min schon bis zu 150 % mehr plastische Dehnungen erreicht sind, als im Warmzugversuch gemessen werden (siehe dazu Abb. 20).

In den Abbildungen 21 bis 23 sind für die Bau- und Feinkornbaustähle St 52, StE 47 und StE 70 die plastischen Dehnungsanteile für verschiedene Belastungsgrade dargestellt. Während der Versuche wurden die Proben mit jeweils 4 °C/min oder 10 °C/min erwärmt. Alle Kurven zeigen deutlich, daß bei der niedrigeren Erwärmungsgeschwindigkeit, also längeren Zeiten in der Wärme, schon bei niedrigeren Temperaturen höhere plastische Dehnungsanteile durch Kriechvorgänge erreicht werden.

Beim Vergleich der Kurven für den St 52 und den StE 47 ist zu beachten, daß die Kurven für eine 0,5-, 0,75- und eine 1,0-fache Belastung, bezogen auf die Dehngrenze  $R_{p0,2}$  bei RT, für den StE 47 auf gleicher Höhe liegen wie die Kurven des St 52 für ein 0,4-, 0,6- und ein 0,75-faches der Streckgrenze bei RT, der StE 47 also gegenüber dem St 52 bei gleicher Festigkeit resistenter gegen eine Festigkeitsminderung bei hohen Temperaturen ist.

Bei einer Brandbelastung von Bauteilen aus Grauguß treten völlig andere Kriterien zur Versagensbeurteilung in den Vordergrund als bei Stahlbauelementen. Von besonderer Bedeutung sind bei diesem Werkstoff zum einen die Gestalt der Zementitlamellen und zum anderen deren Abmessungen, gemessen am Durchmesser des Bauteils. Versagen tritt bei Grauguß zumeist durch die innere Kerbwirkung dieser Lamellen auf, äußere Kerben und Steifigkeitssprünge, die im Stahlbau durchaus kritisch wirken können, treten hier deshalb in ihrer Bedeutung für eine Versagensbeurteilung zurück. Der Verlauf der plastischen Verformungen im Warmkriechversuch bei dem 0,3-, 0,4- und 0,55-fachen der Zugfestigkeit bei RT zeigt deutlich, daß nach einer Entfestigung der Grundmatrix, die nahezu ausschließlich temperatur- und nur unbedeutend lastabhängig ist, hohe Verformungsgeschwindigkeiten einsetzen und das Versagen unmittelbar nach Einsatz der Entfestigung anzusetzen ist. Abb. 37 und Abb. 38 stellen die Ergebnisse der Warmkriechversuche dar.

## 6.2 Betonstähle

Arbeitslinien für die Betonstähle wurden von Walter, Teilprojekt A 1, aus den Meßergebnissen aus Warmkriechversuchen des Teilprojekts B 4 entwickelt und sind in die Rechenprogramme zur Vorhersage des Bauteilversagenszeitpunkts eingebracht worden. An dieser Stelle sollen nur die Entwicklungen der plastischen Dehnungen für einen BSt 420/500 RU und einen BSt 420/500 RK (alte Bezeichnungen in den Abbildungen 24 und 25, BSt 42/50 RU und RK) dargestellt und diskutiert werden. Die Betonstahlkurven sind hier nur für eine Aufheizgeschwindigkeit,  $\dot{\vartheta} = 10 \text{ }^{\circ}\text{C/min}$ , abgebildet, Abb. 24 und 25. Trotz gleicher Festigkeit bei Raumtemperatur für die 16 bzw. 18 mm dicken gerippten Betonstahlproben im naturharten und im kaltverfestigten Anlieferungszustand ( $R_{p0,2} = 430 \text{ Nmm}^{-2}$ ) treten bei den naturharten Stählen erst bei



mehr als einhundert Kelvin höheren Temperaturen, gemessen am kaltverfestigten Stahl, hohe Verformungsgeschwindigkeiten, die zum plastischen Versagen führen, auf.

Gerade durch dieses offensichtlich kritische Verformungsverhalten wird das in Kapitel 5 vorgeschlagene Kriterium der kritischen Dehngeschwindigkeit  $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{s}^{-1}$  bestätigt, da sowohl für den naturharten als auch den kaltverfestigten Stahl bei gleichem Belastungsgrad die Warmstreckgrenze bei nahezu gleichen Temperaturen überschritten wird (Abb. 24, 25). Das Erreichen der Warmstreckgrenze als Kriterium für die Feuerwiderstandsdauer würde ein völlig falsches Bild zum Festigkeitsverhalten dieser Stahlsorten zeichnen, da gleiche Versagenszeitpunkte angenommen werden müßten, obwohl der naturharte Stahl erst bei 200 bis 250 Kelvin höheren Temperaturen versagt, der kaltverfestigte hingegen schon nach 50 bis 75 (max. 150) Kelvin Temperaturanstieg.

Das so erheblich frühere Versagen der kaltverfestigten Stähle ist auf eine Erweichung durch Kristallerholung und Rekristallisation zurückzuführen, deren Mechanismen bereits im Vorausgegangen und im Bericht 75-77 sowie im Vortrag 1979 erläutert worden sind. Bei kaltverfestigten Stählen wird das Versagen zusätzlich noch durch den Anteil des bei der Kaltverformung plastifizierten Querschnitts vom Gesamtquerschnitt bestimmt. Stähle mit großem plastifizierten Querschnittsanteil sind vom Festigkeitsabbau in der Wärme stärker betroffen.

Nimmt man den Kurvenverlauf des naturharten Stahls bei 0,9-facher Auslastung und den des kaltverfestigten bei 0,55-facher Auslastung, so läßt sich nahezu Deckung erzielen. Trotz gleicher Festigkeit bei Raumtemperatur versagt der IIIk bei ca. 40 % niedrigerer Last als der IIIu zum gleichen Zeitpunkt. Diese Feststellung muß bei der Betrachtung der Restfestigkeit kaltverformter Stahlbauteile, die unter Last brandbeansprucht wurden, hinzu-

genommen werden, da in Kapitel 4 bislang erst Restfestigkeiten von unbelasteten Betonstählen genannt werden konnten.

### 6.3 Spannstähle

Wie bereits im Kapitel 6.1 erwähnt, sind beim Spannstahl bezüglich der Wärmedehnung keine besonderen Gesichtspunkte gegenüber anderen Stahlbauteilen zu berücksichtigen (Abb. 29). Völlig anders verhält sich der Spannstahl aber, wenn man die elastischen Verformungen und den Einsatz plastischer Dehnungen in der Wärme betrachtet. Dargestellt sind in den Abbildungen 30 bis 32 Kurven, die die Entwicklung elastischer Verformungen bei ansteigender Temperatur zeigen. Am deutlichsten wird diese überproportionale Abflachung der elastischen Spannungs-Dehnungs-Geraden wohl durch die Kurve in Abb. 31 wiedergegeben.

Geht man mit diesen Kenntnissen über elastische und thermische Dehnungen eines Spannstahls in das räumlich dargestellte Spannungs-Dehnungs-Temperatur-Diagramm in Abb. 28, so stellt man fest, daß zusätzlich zu der größeren elastischen Verformung durch den flachen Anstieg der elastischen Geraden ein sehr früher Einsatz plastischer Verformungen bei Spannungen, die nur wenig mehr als 1 % der Festigkeit bei Raumtemperatur betragen (Kurve bei 635 °C in Abb. 28), beobachtet wird. Hier gilt vor allem das, was in Kapitel 6.2 zur Entfestigung kaltverfestigter Betonstähle gesagt wird.

Nimmt man ein aus Warmkriechversuchskurven konstruiertes Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Bau- oder Betonstahls, z. B. Abb. 20, so fällt im Vergleich mit konstruierten Werkstofflinien des St 1570/1770 (Abb. 35 und 36) diese außergewöhnlich hohe Plastifizierbarkeit eines Spannstahles bei erhöhten Temperaturen sofort auf.

Den Abbildungen 33 und 34 ist zu entnehmen, daß der Spannstahl mit einer Ausgangsfestigkeit von  $1660 \text{ Nmm}^{-2}$  gemessen am Stahl der gleichen Sorte mit einer Ausgangsfestigkeit von  $1570 \text{ Nmm}^{-2}$  im Bereich der erniedrigten Warmstreckgrenze vor dem Anstieg zur Blausprödigkeit nur noch im geringeren Ausmaß verfestigt (Belastungsgrade  $0,5$  und  $0,7 \times R_{p0,2} \text{ (RT)}$ ) und daher das Versagen im Bereich hoher Verformungsgeschwindigkeiten bereits bei 20 bis 50 Kelvin niedrigeren Temperaturen einsetzt.

Bei Ansatz der Normfestigkeit als Bemessungsgrundlage für den Belastungsgrad wird dieser Effekt korrigiert. Dies deutet darauf hin, daß bereits im Bereich dieser relativ niedrigen Temperaturen die Eigenschaften des Ausgangswerkstoffs zum Tragen kommen und Festigkeitseigenschaften durch Kaltverformung unterzuordnen sind. Der Einfluß des Kriechens zeigt sich beim Spannstahl auch deutlich ausgeprägt, wenn man die konstruierten und natürlichen Spannungsdehnungskurven aus Warmkriech- und Warmzugversuchen in den Abbildungen 35 und 36 vergleicht. Es treten bei Einbeziehung des Kriechens bei gleichen anliegenden Spannungen bis zu mehreren hundert Prozent größere plastische Verformungen auf als im Warmzugversuch bei entsprechenden hohen Temperaturen gemessen werden.

Abschließend betrachtet muß festgestellt werden, daß ein Spannstahlelement - auch wenn es nur durch niedrige Spannungen belastet wird - in der Wärme sehr schnell sämtliche Eigenschaften verliert, die es als Spannelement geeignet machen.

7. Ergebnisse zu einem neuen Rechenmodell zur Übertragung der Meßkurven aus Warmzugversuchen auf das Warmkriechverhalten des Stahles bei instationärer Erwärmung unter Last

---

Der an dieser Stelle geplante Bericht über erste errechnete Kriechkurven für instationäre Erwärmung im Vergleich mit Versuchskurven aus Warmkriechversuchen, die im Teilprojekt B 4 gefahren wurden, läßt sich aus technischen Gründen zu diesem Zeitpunkt noch nicht realisieren, da die in Schweden von Herrn Dr. Anderberg, Technische Hochschule Lund, gerechneten Kurvenverläufe zum Redaktionsschluß noch nicht vorlagen. Probeläufe des Rechenprogramms haben gezeigt, daß die dort in Lund entwickelten Werkstoffgesetze für instationäre Erwärmung eine gute Möglichkeit liefern, aus Ergebnissen experimentell einfach durchzuführender Warmzugversuche, die allerdings unter engen definierten Randbedingungen gefahren werden müssen, Kurvenverläufe und somit Arbeitslinien für Warmkriechversuche zu errechnen.

Die Zusammenarbeit zwischen B 4 und Dr. Anderberg läßt erhebliche Vereinfachungen im experimentellen Bereich der Erforschung des Stahls unter Brandbelastung erwarten. Ergebnisse der ersten Vergleichsversuche und -rechnungen sollen während des Kolloquiums vorgetragen werden. Die Gründung eines neuen Teilprojekts, das nur geringen finanziellen Einsatz von Seiten der DFG erfordern würde, wird in Erwägung gezogen.

## 8. Zusammenfassung

Da die Ergebnisse und Deutungen der im Teilprojekt B 4 durchgeführten Versuche an Bau-, Beton- und Spannstählen sowie Grauguß in den einzelnen Kapiteln bereits möglichst kurz aber vollständig abgefaßt worden sind, soll hier nur noch darauf verwiesen werden, daß bei der Bemessung von Bauwerken einige durch die Eigenschaften des verwendeten Stahls bedingte Grundbedingungen erfüllt sein müssen, wenn eine sicherheitstechnisch und ökonomisch korrekte Beurteilung nach einer Brandbelastung vorgenommen werden soll.

Baustähle verfestigen trotz anfänglich hohen plastischen Verformungen bei niedrigen Temperaturen (200 bis 350 °C) in starkem Maße und erreichen bis zu 200 Kelvin höhere Versagenstemperaturen, wenn die anliegende Ausgangsspannung so hoch ist, daß zwischen 200 und 350 °C die dort niedrig liegende Warmstreckgrenze überschritten wird.

Kaltverfestigte Betonstähle erreichen gemessen an naturharten Betonstählen bei gleicher Festigkeit bei RT um 100 Kelvin niedrigere Versagenstemperaturen bzw. bei 40 % niedrigerer Belastung gleiche Versagenszeitpunkte. Die Restfestigkeit muß für kaltverfestigte Stähle dementsprechend niedriger angesetzt werden, während Baustähle und naturharte Betonstähle bezüglich Restfestigkeit unkritisch sind.

Spannstähle sollten grundsätzlich nach einer Brandbeanspruchung nicht mehr als Spannelemente weiter verwendet werden, da erhebliche plastische Verformungen bei relativ niedrigen Temperaturen und z. T. äußerst niedrigen Belastungsgraden im Einfluß der Wärme gemessen werden.

Es besteht ein Arbeitsprojekt mit einem schwedischen Wissenschaftler, Dr. Anderberg, rechnerisch Kurven für Warmkriechversuche aus Messungen im definierten Warmzugversuch zu ermitteln. Die Aussichten auf Erfolg können aufgrund erster Vergleiche rechnerisch und experimentell ermittelter Kurven positiv beurteilt werden.

Die Finanzierung von Untersuchungen zum Kriechverhalten der Stähle unter definierten Druck- und Biegebeanspruchungen sowie bislang unberücksichtigte Parametervariationen werden für den Forschungszeitraum 1981 - 1983 beantragt.

## 9. Literaturverzeichnis

- [1] Jäniche, W.; Wascheidt, H.  
Warmkriechversuche an Spannstählen  
FIP-Tagung Braunschweig, 1967
- [2] Abrams, M. S.; Erlin, B.  
Estimating Post-fire Strength and Exposure Temperature of Prestressing Steel by a Metallographic Method  
Bulletin 219 of the Research Department of the P.C.A., Skokie, Illinois, 1967
- [3] Harmathy, T. Z.; Stanzak, W. W.  
Elevated-Temperatures Tensile and Creep Properties of some Structural and Prestressing Steels  
Nat. Res. Council Canada, Res. Paper No. 424 of the Div. of Bldg. Res, NRC 11163; Ottawa 1970
- [4] Anderberg, Y.  
Mechanical Properties of Reinforcing Steel of Elevated Temperatures  
Tekniska meddelande nr. 36, Halmstad Järnverk AB, Lund 1978
- [5] Ehm, H.; Witteveen, J.  
Die kritische Temperatur bei hochtemperaturbeanspruchten Bau- und Betonstählen  
Der Stahlbau, H. 11, (1970), S. 339
- [6] Harmathy, T. Z.  
A Comprehensive Creep Model  
Nat. Res. Council Canada, Res. Paper No. 324 of the Div. of Bldg. Res., NRC 9696, Ottawa 1967
- [7] Soretz, S.  
Zugversuche an Betonstählen mit Dauerlast und steigender Temperatur  
Schweizer Archiv, (1967) Nr. 4, S. 116

- [8] Madatjan, S. A.  
Mechanical and Rheological Properties of Prestressing Steel in Concrete Units Prefabricated by Production-Line Methods  
FIP Notes 82, Sept./Oct. 1979
- [9] Gantvoort, G. J.  
The Mechanical Properties of Reinforcing and Prestressing Steel During and After Fire  
Rep. Nr. 3I-79-55/62.1.3210, Institute TNO, Delft, Sept. 1979
- [10] Anderberg, Y.  
Effect of Fire on Steel  
RILEM-Committee 44-PHT, Paper II/March 1980
- [11] Ruge, J.; Winkelmann, O.  
Verformungsverhalten von Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen  
Forschungsbericht B 4, SFB 148, TU Braunschweig, 1977
- [12] Ruge, J.; Winkelmann, O.  
Verfahren zur Bestimmung eines kritischen Kennwertes für den Fall instationärer Erwärmung bei Simulation einer Brandbelastung von Stahl  
Materialprüfung 19 (1977) Nr. 8



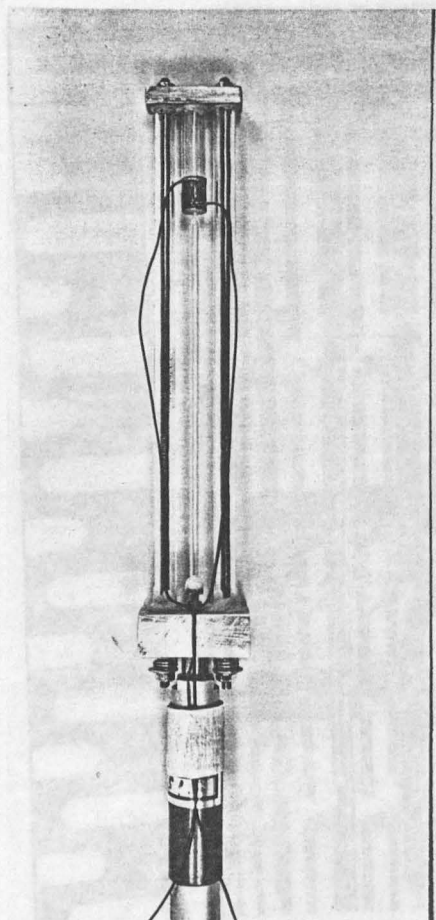


Abb. 1 Quarzdilatometer mit  
Spannstahlprobe  $\varnothing$  7,5 mm,  
 $l_0 = 10$  mm

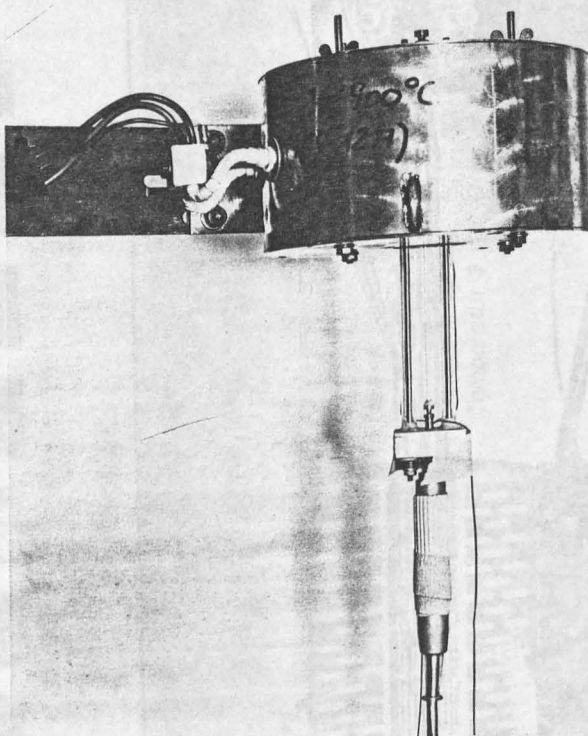


Abb. 2 Wärmedehnungsmessung im geregelten Ofen

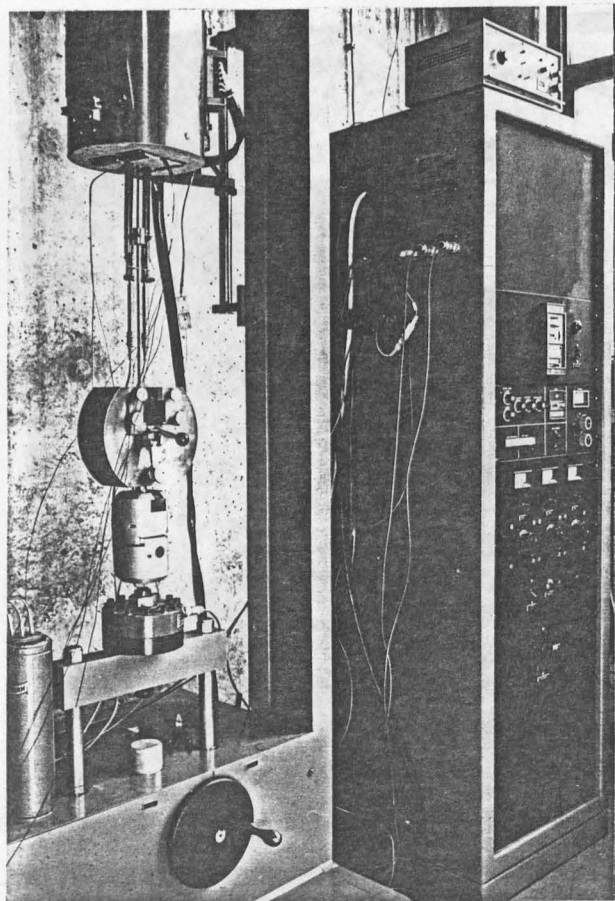


Abb. 3 Dehnungsmessung im Ofen

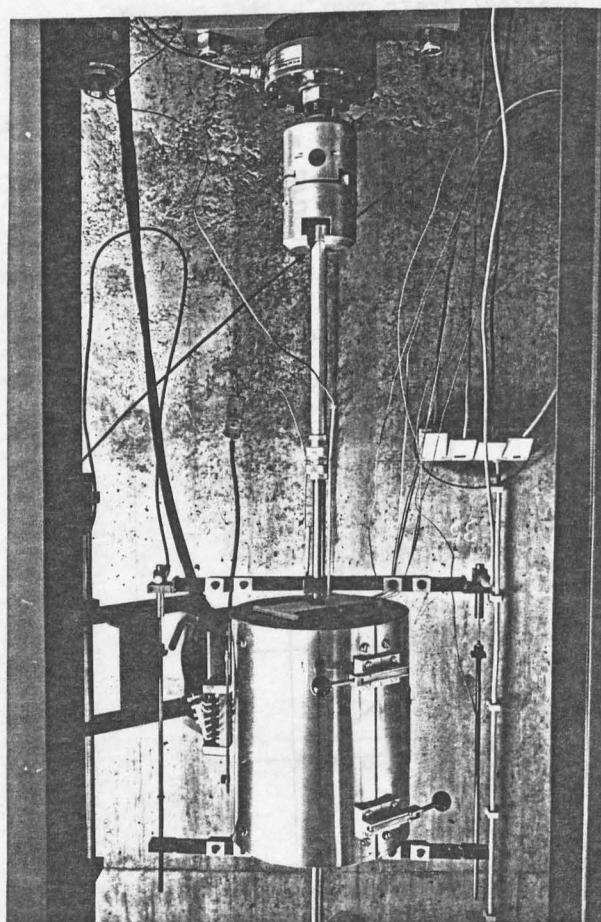


Abb. 4 Außenmessung für große Probenquerschnitte

Zeitstand-Relaxationsprüfstand

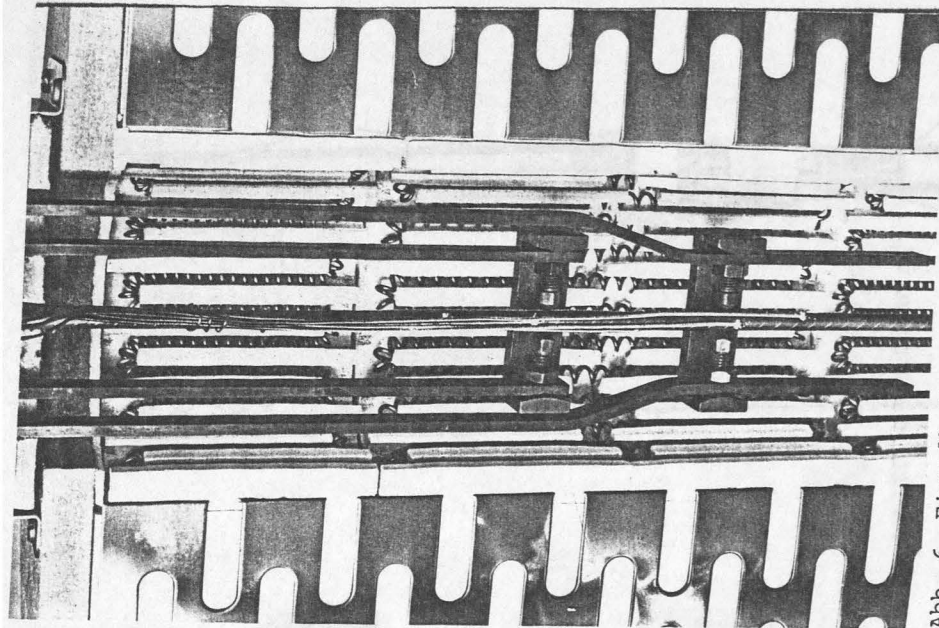


Abb. 6 Einzelheit Meßgestänge nach 4 Thermomeßstellen an Spannstahlprobe für Warmkriechversuch

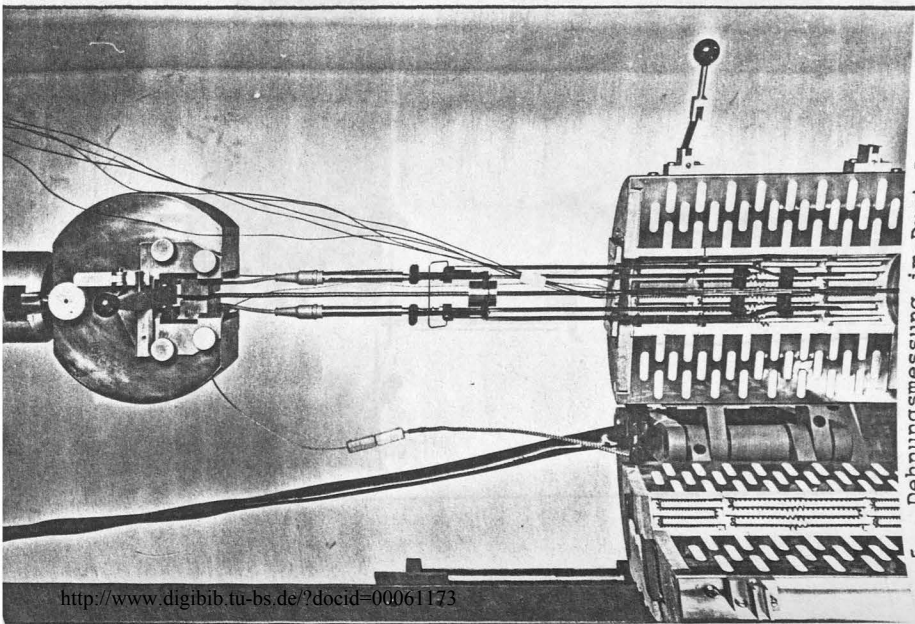


Abb. 5 Dehnungsmessung im Drei-Zonen-Ofen

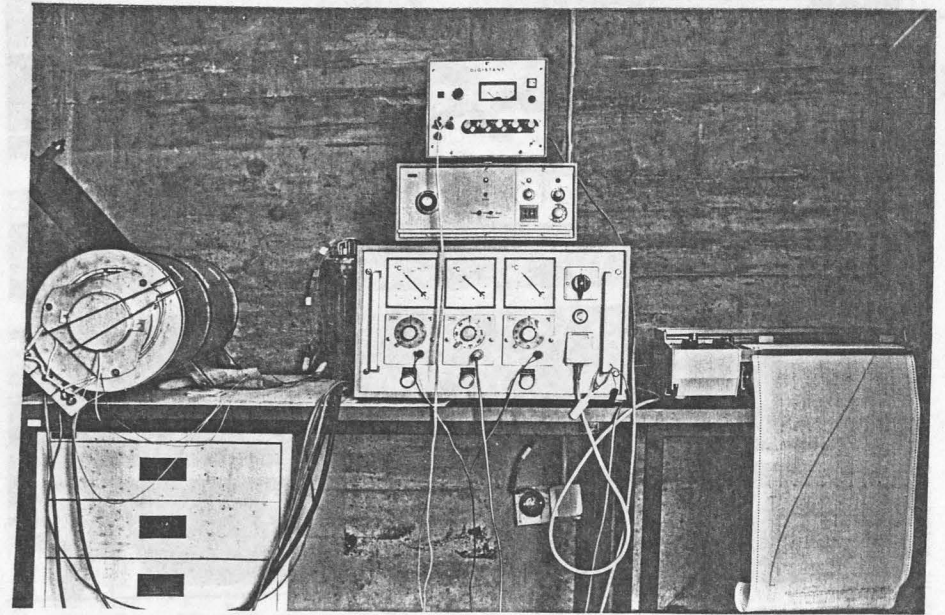


Abb. 7 Versuchsstand zur Vorbereitung der Restfestigkeitsmessungen. Ofen und Programmsteuereinrichtung für den Erwärmungs- und Abkühlungszyklus an unbelasteten Proben.

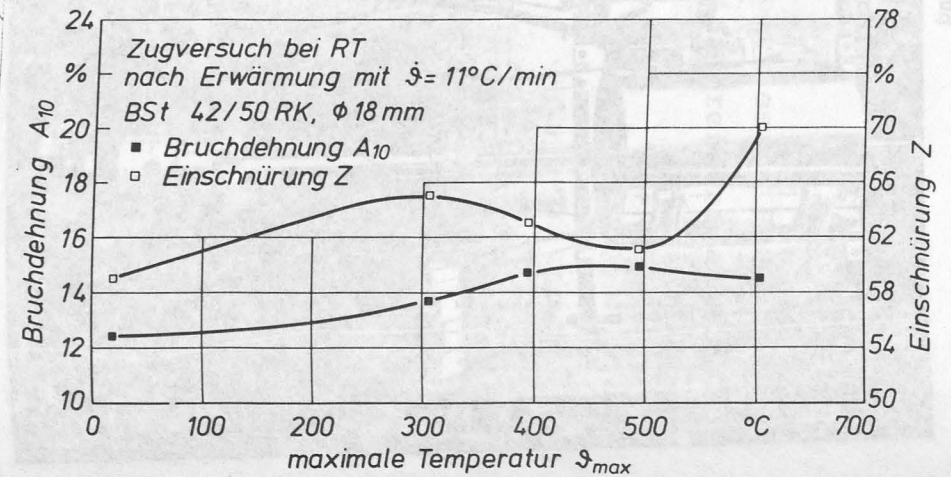


Abb. 8 Bruchdehnung und -einschnürung von BSt 42/50 RK im Restfestigkeitsversuch nach Erwärmung ohne Last.

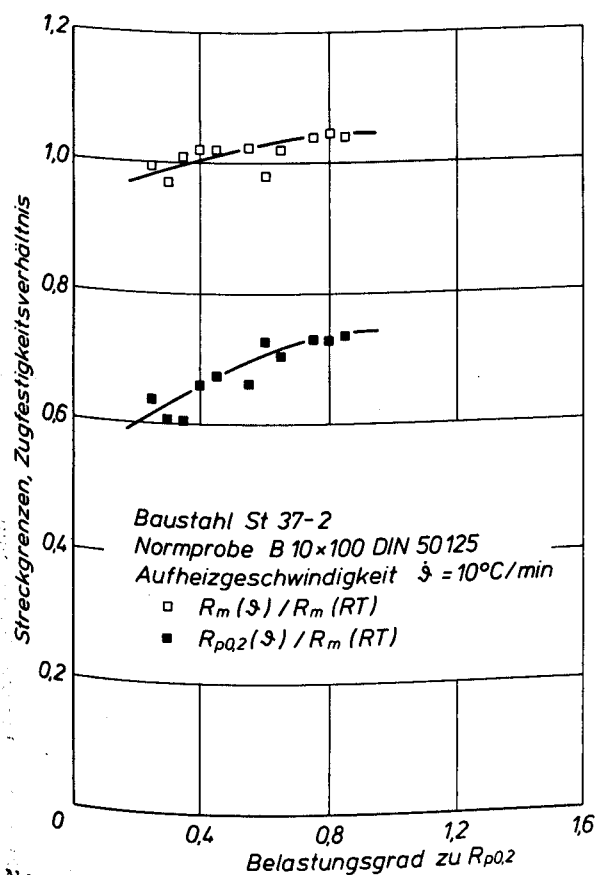


Abb. 9 Restfestigkeit über Belastungsgrad; Zugversuch nach Warmkriechversuch bis  $\epsilon_{pl} = 1\%$ ; St 37-2

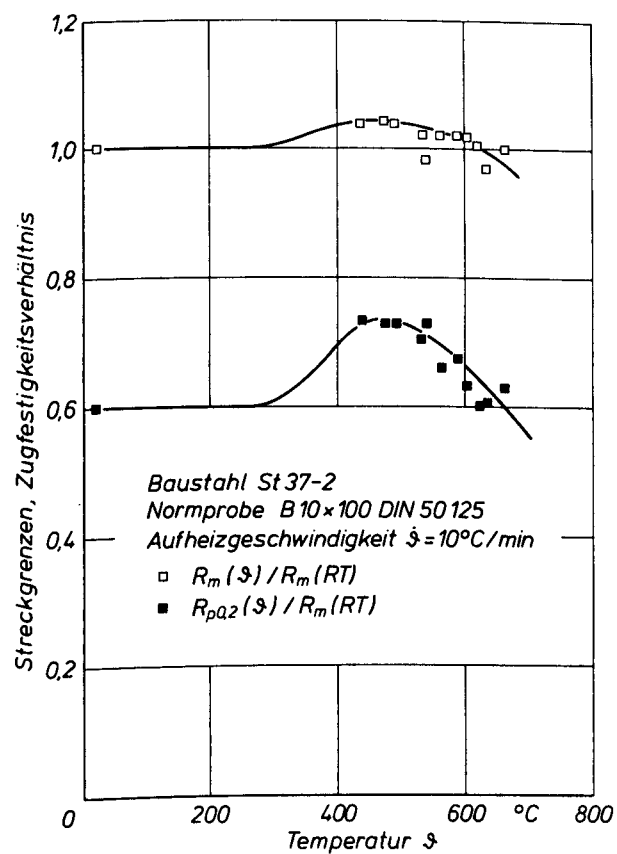


Abb. 10 Restfestigkeit über  $\xi$  ( $\epsilon_{pl} = 1\%$ ); Zugversuch bei RT

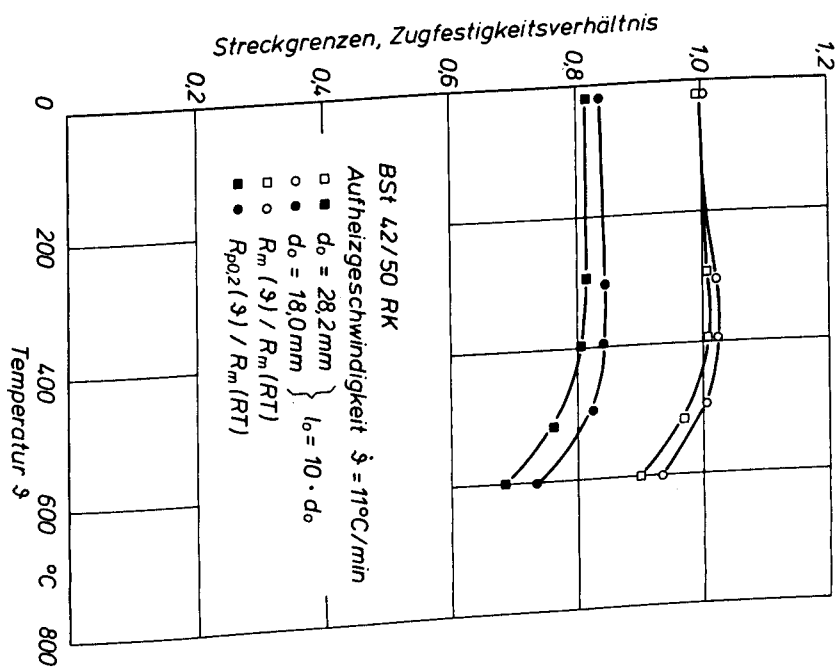


Abb. 11 Restfestigkeitsverhältnis von BSt 42/50 RK,  $d_o = 18$  und  $28\text{ mm}$ , Erwärmung ohne Last

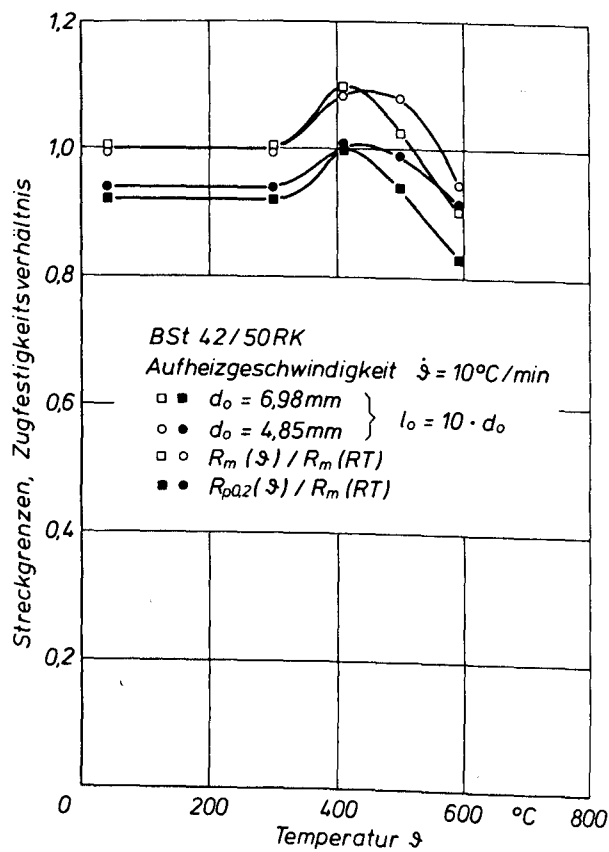


Abb. 12 Restfestigkeitsverhältnis von BSt 42/50 RK,  $d_0 = 5$  und  $7$  mm, Erwärmung ohne Last,

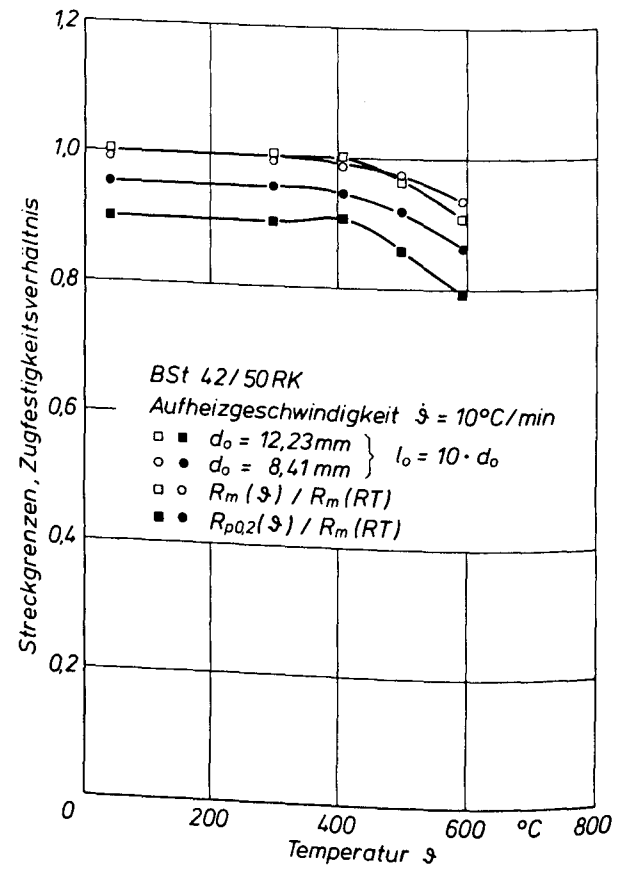


Abb. 13 Restfestigkeitsverhältnis von BSt 42/50 RK,  $d_0 = 8,5$  und  $12$  mm, Erwärmung ohne Last

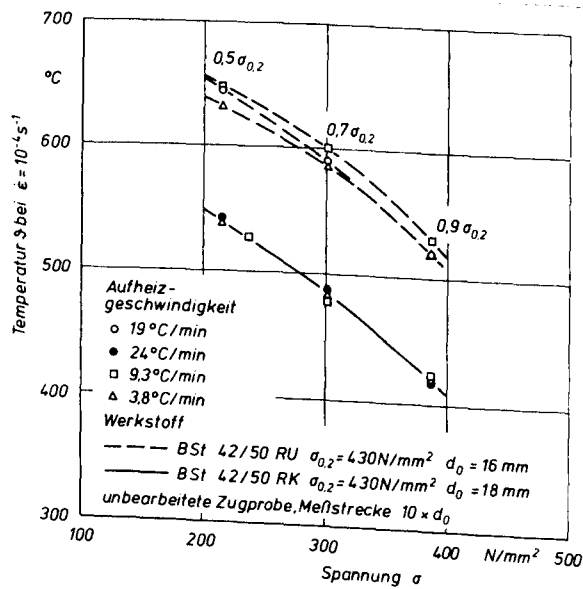


Abb. 14 Kritische Temperatur beim Dehnungskriterium  $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$  für BSt 42/50 RU und RK

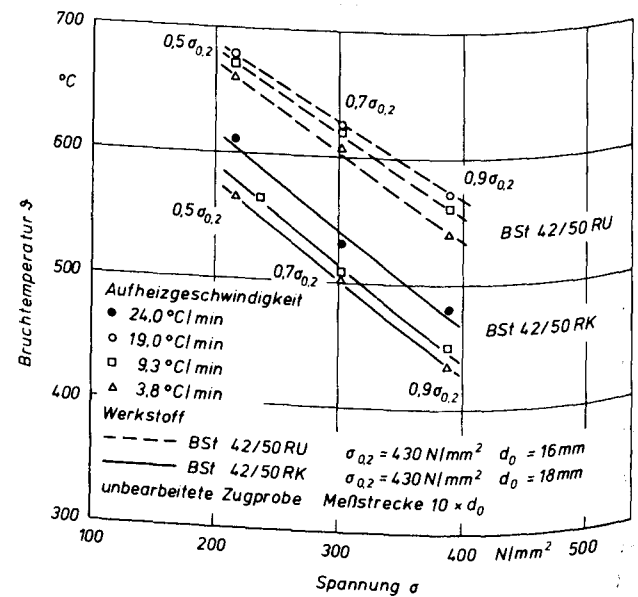


Abb. 15 Bruchtemperatur-Belastungs-Kurven für BSt 42/50 RU und RK bei unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten

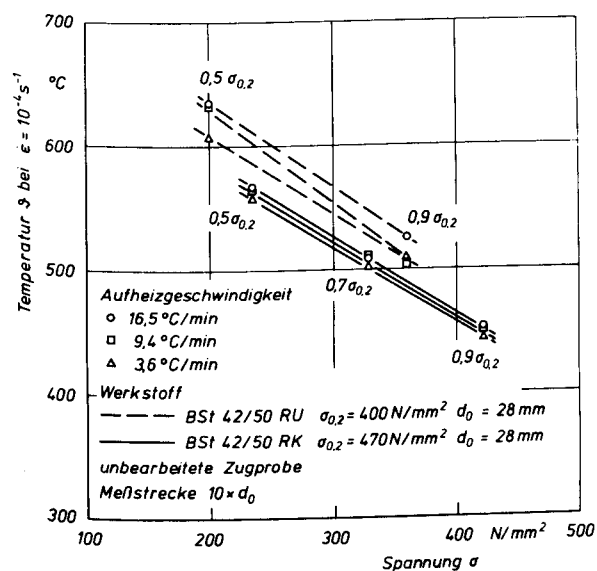


Abb. 16 Kritische Temperatur beim Dehnungskriterium  $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$  für BS 42/50 RU und RK.

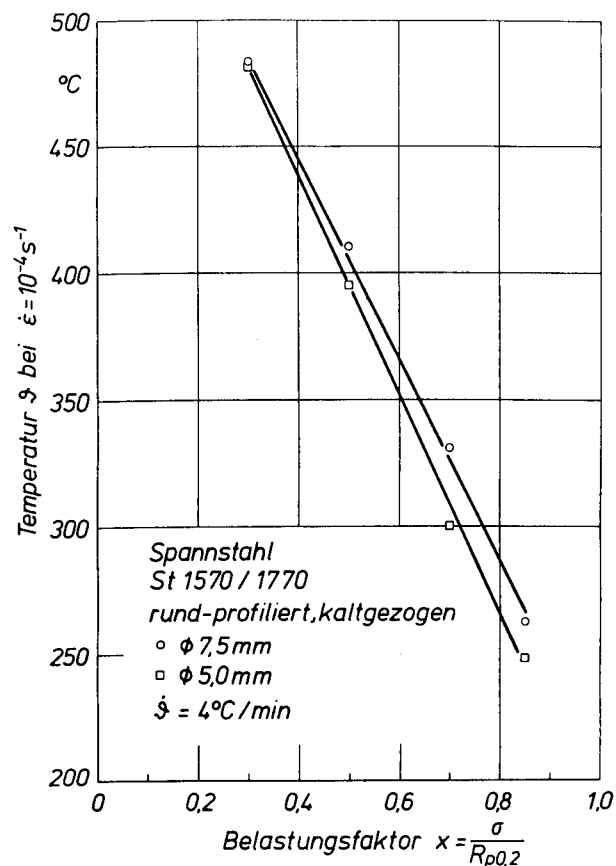


Abb. 17 Kritische Temperatur für Spannstähle St 1570/1770.

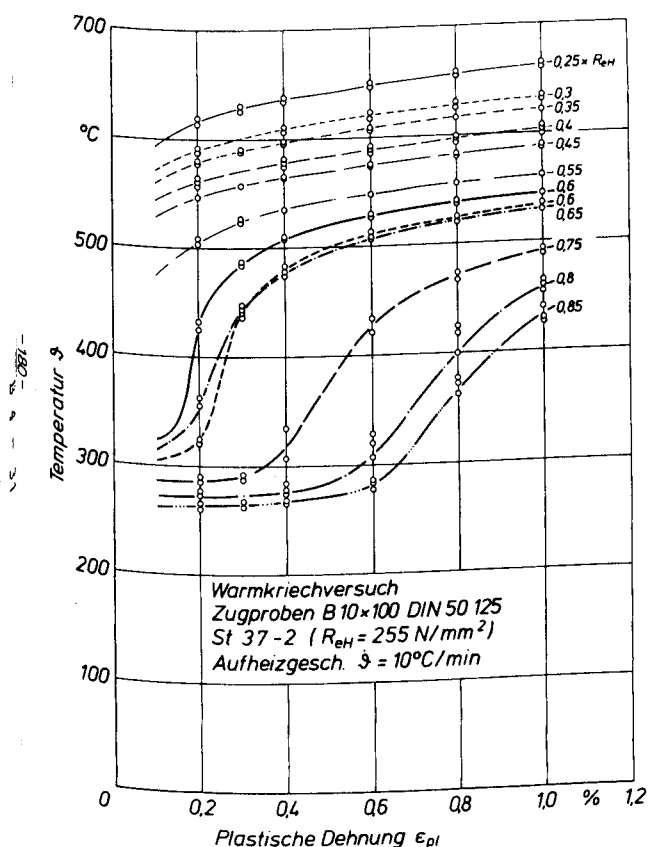


Abb. 18 Plastische Dehnung abhängig vom Belastungsgrad und Temperatur St 37-2

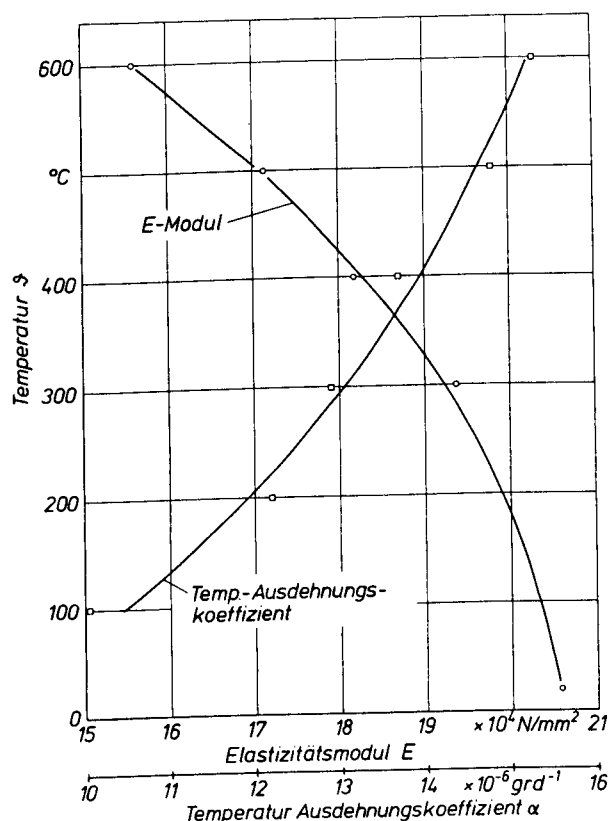


Abb. 19  $\alpha$  ( $\vartheta$ ) und  $E$  ( $\vartheta$ ) für St 37-2



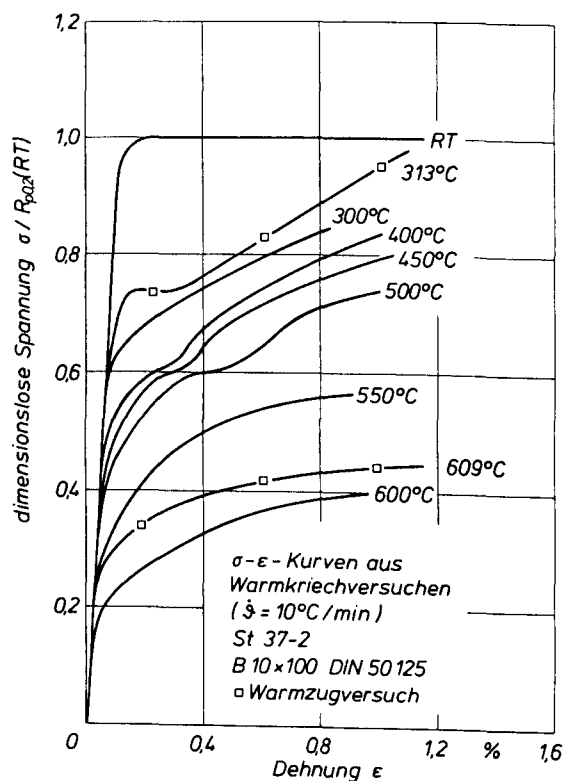


Abb. 20 Spannung-Dehnungs-Kurven aus Warmkriechversuchsergebnissen konstruiert und aus Warmzugversuchen für St 37-2

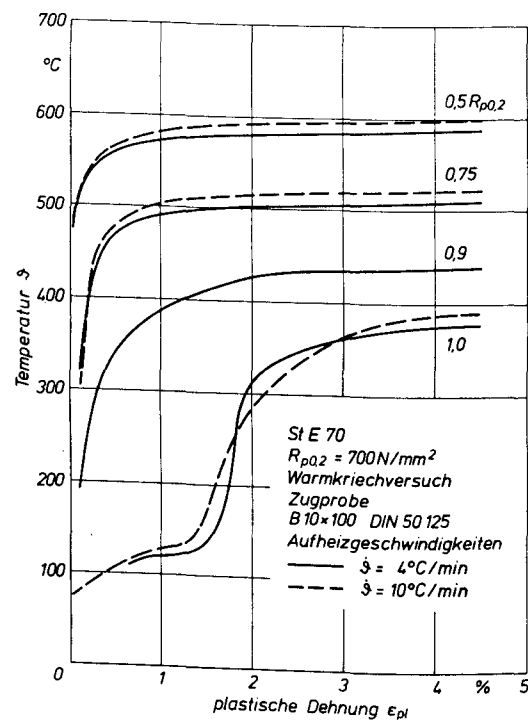


Abb. 21 Temperatur-Dehnungskurven für St E 70, zwei Aufheizgeschwindigkeiten

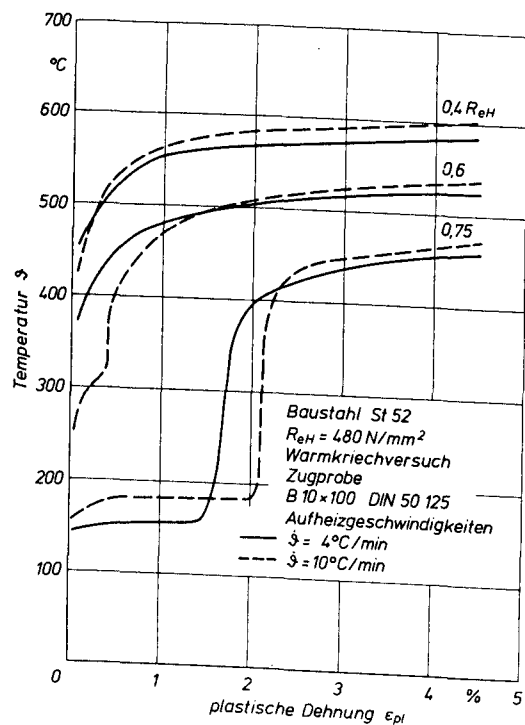


Abb. 22 Temperatur-Dehnungs-Kurven für St 52, zwei Aufheizgeschwindigkeiten

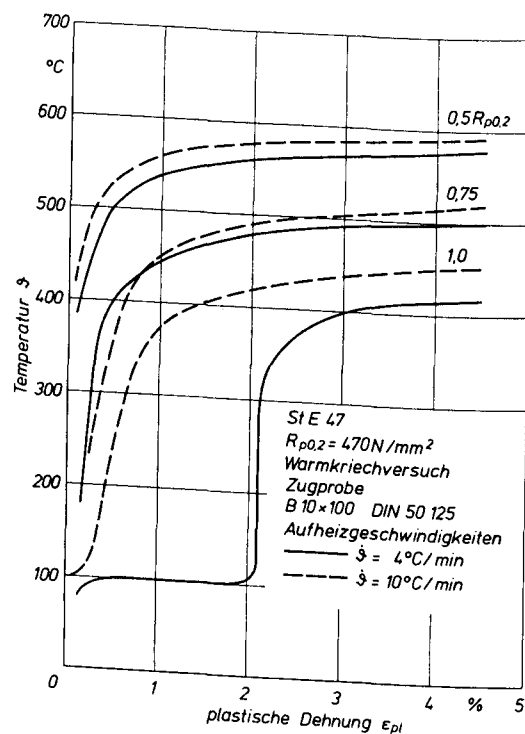


Abb. 23 Temperatur-Dehnungs-Kurven für StE 47, zwei Aufheizgeschwindigkeiten

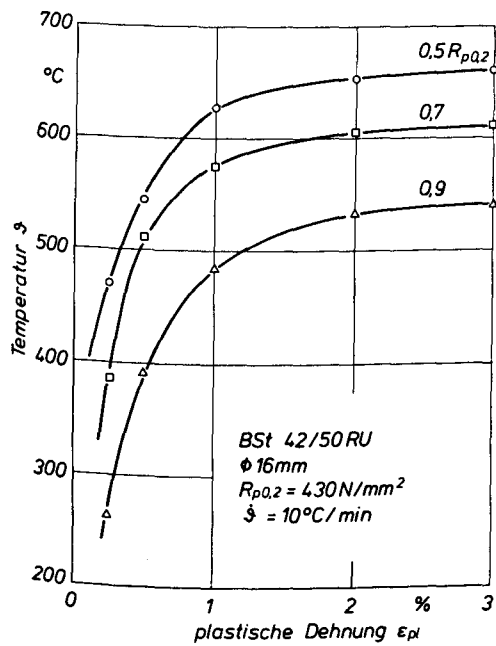


Abb. 24 Temperatur-Dehnungs-Kurven für BSt 42/50 RU

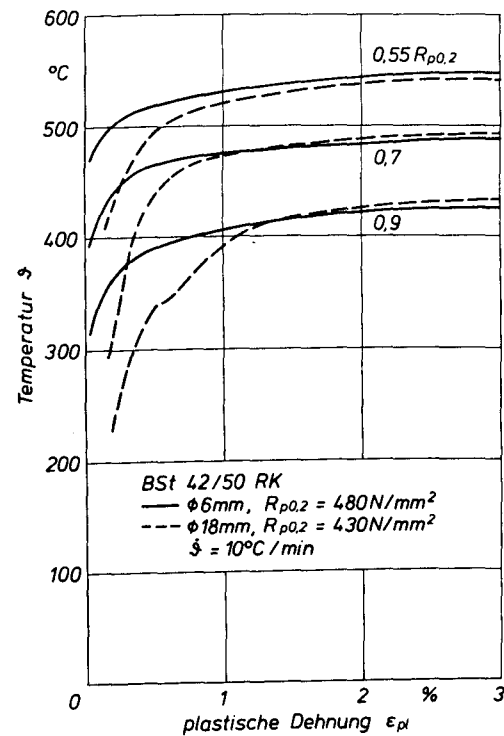


Abb. 25 Temperatur-Dehnungs-Kurven für BSt 42/50 RK, zwei Durchmesser

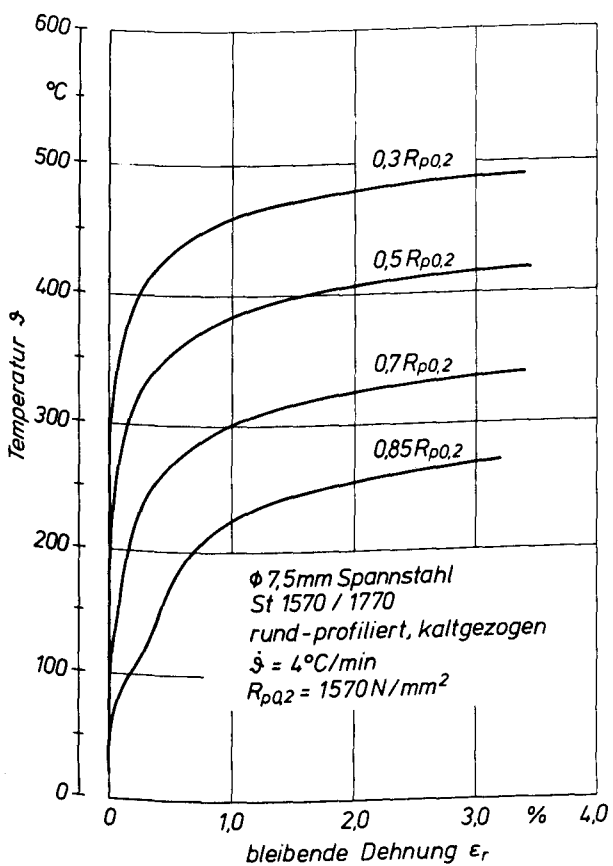


Abb. 26 Temperatur-Dehnungs-Kurven für Spannstahl St 1570/1770,  $\phi 7,5\text{ mm}$

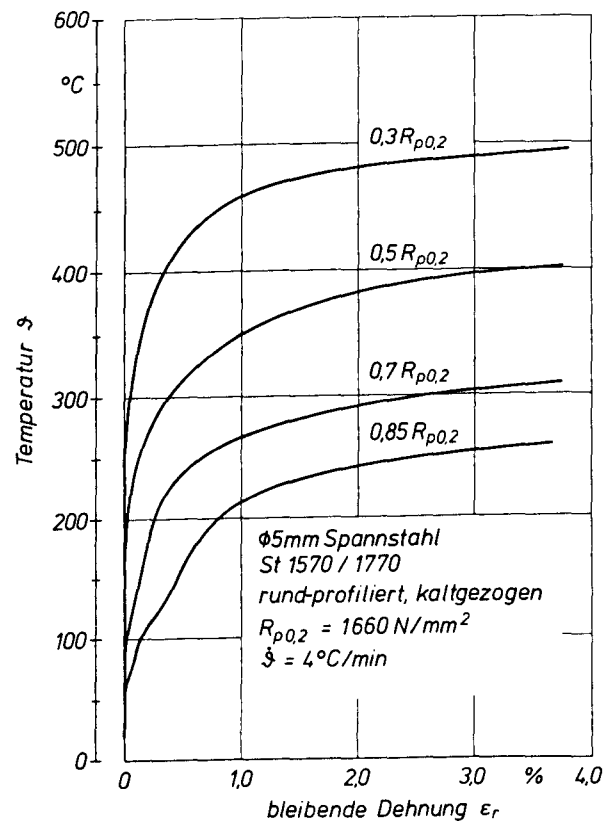


Abb. 27 Temperatur-Dehnungs-Kurven für Spannstahl St 1570/1770,  $\phi 5\text{ mm}$

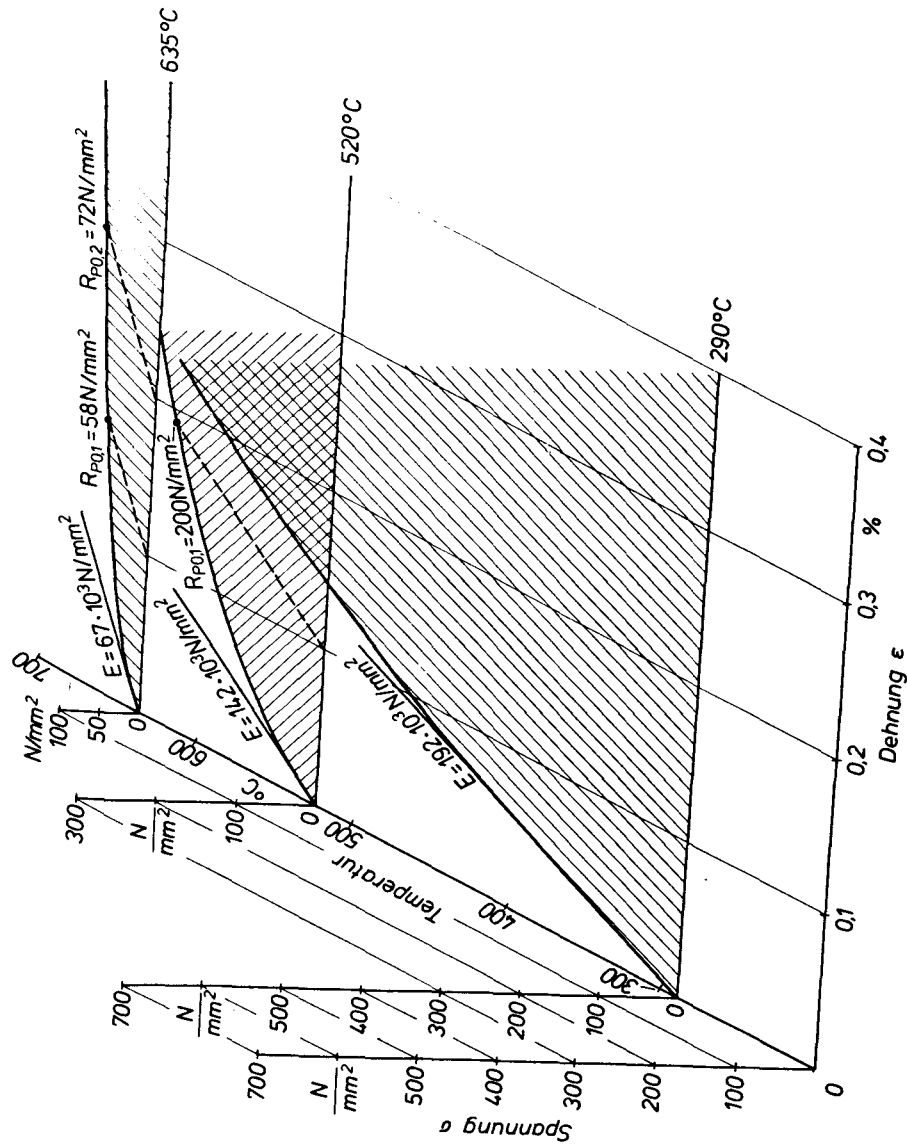


Abb. 28 Spannungs-Temperatur-Dehnungs-Diagramm für Spannstahl St 1570/1770,  $\phi$  7,5 mm

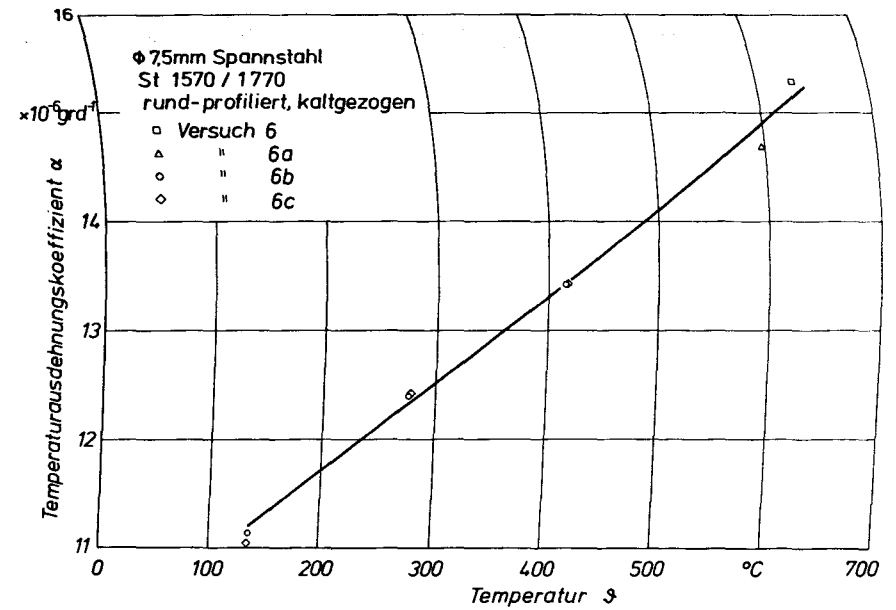


Abb. 29 Temperaturausdehnungskoeffizient für St 1570/1770

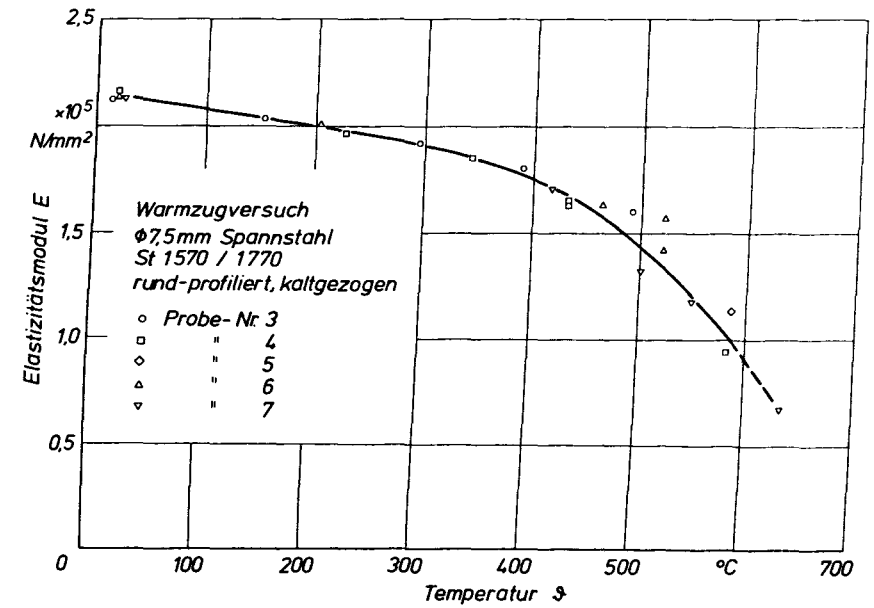


Abb. 30 Elastizitätsmodul für St 1570/1770



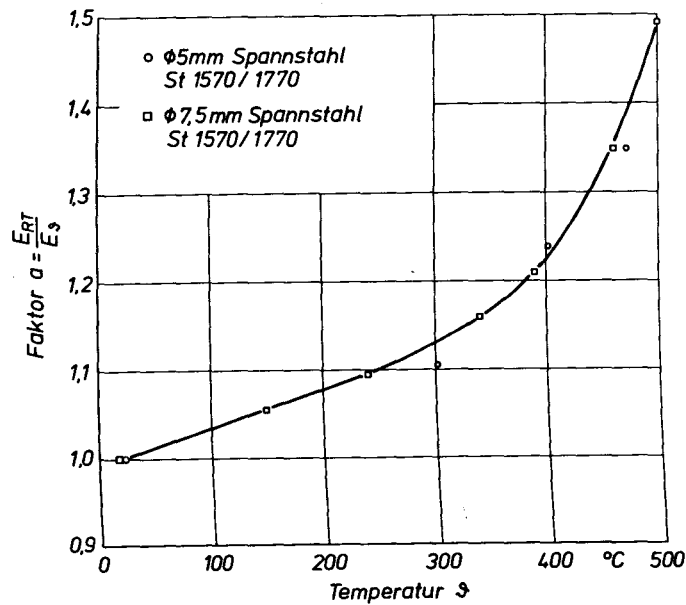


Abb. 31 Elastizitäts-Temperatur-Kurve für Spannstahl St 1570/1770

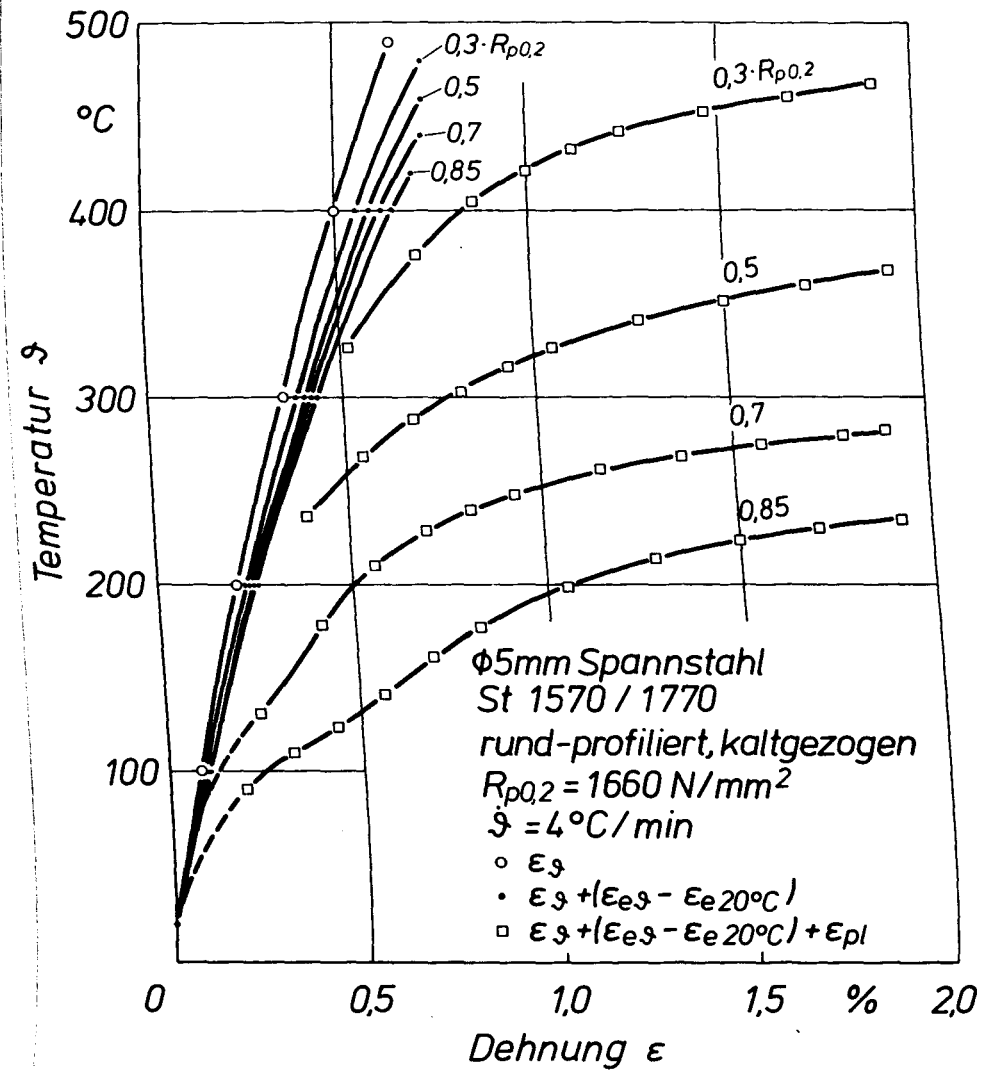
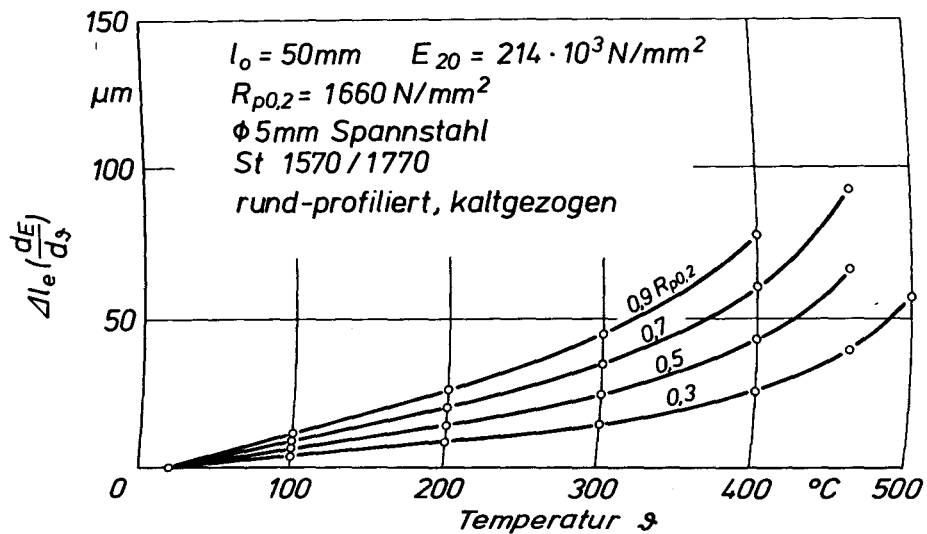


Abb. 33 Temperatur-Dehnungskurven für Spannstahl St 1570/1770,  $\phi 5 \text{ mm}$

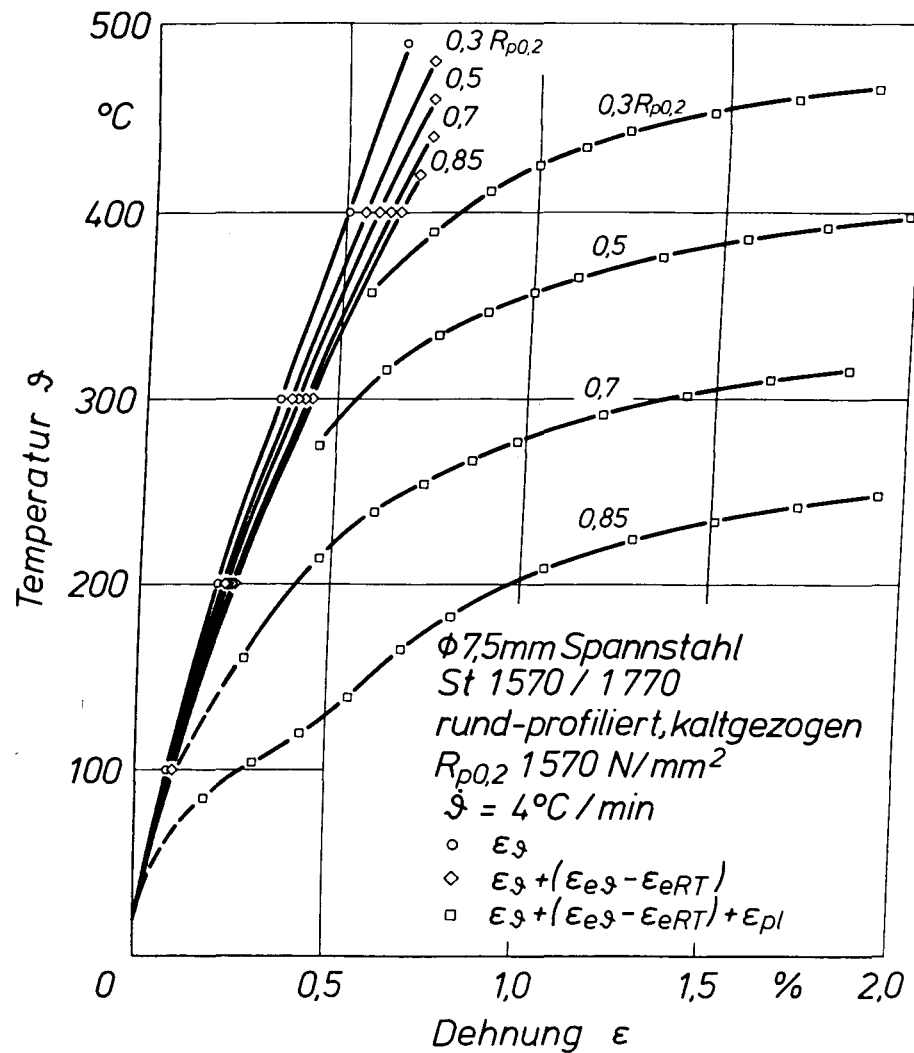


Abb. 34 Temperatur-Dehnungskurven für Spannstahl  
St 1570/1770, Ø 7,5 mm

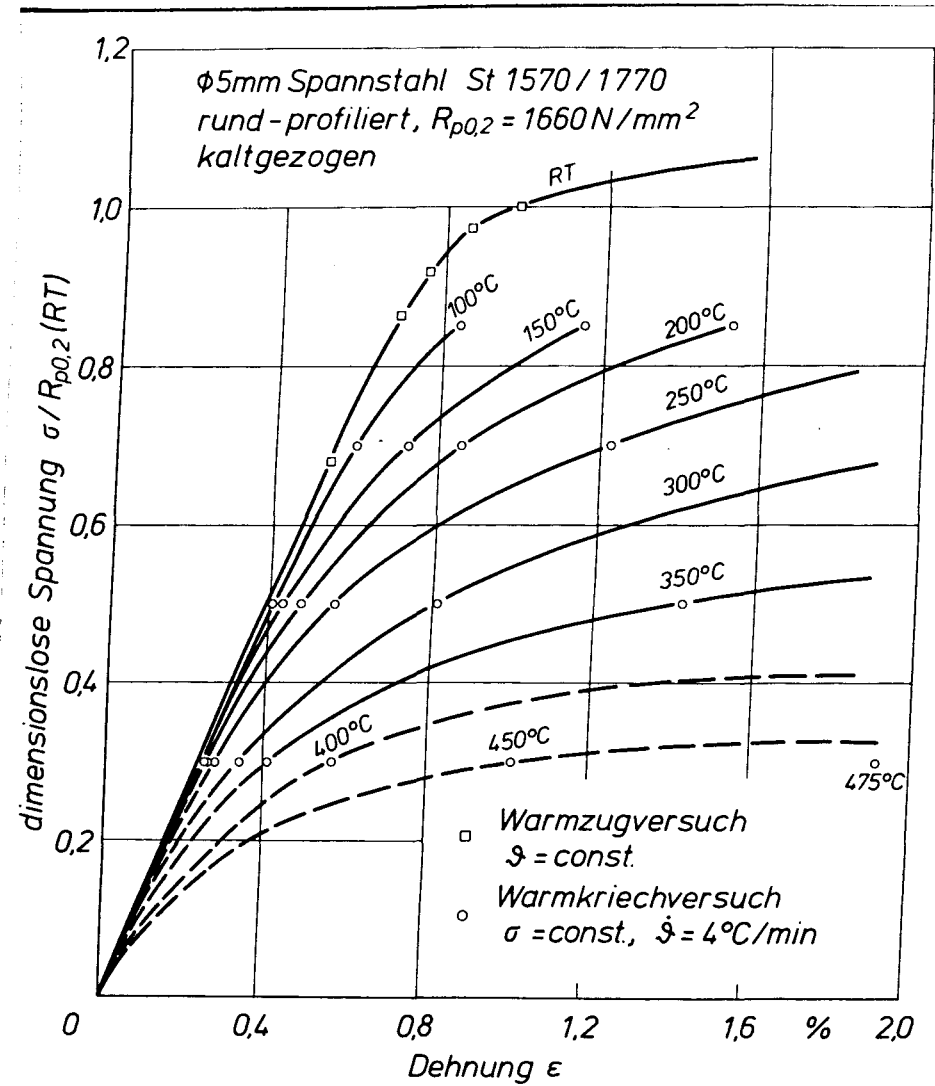


Abb. 35 Konstruierte und gemessene Spannungs-Dehnungs-  
diagramme für Spannstahl St 1570/1770, Ø 5 mm

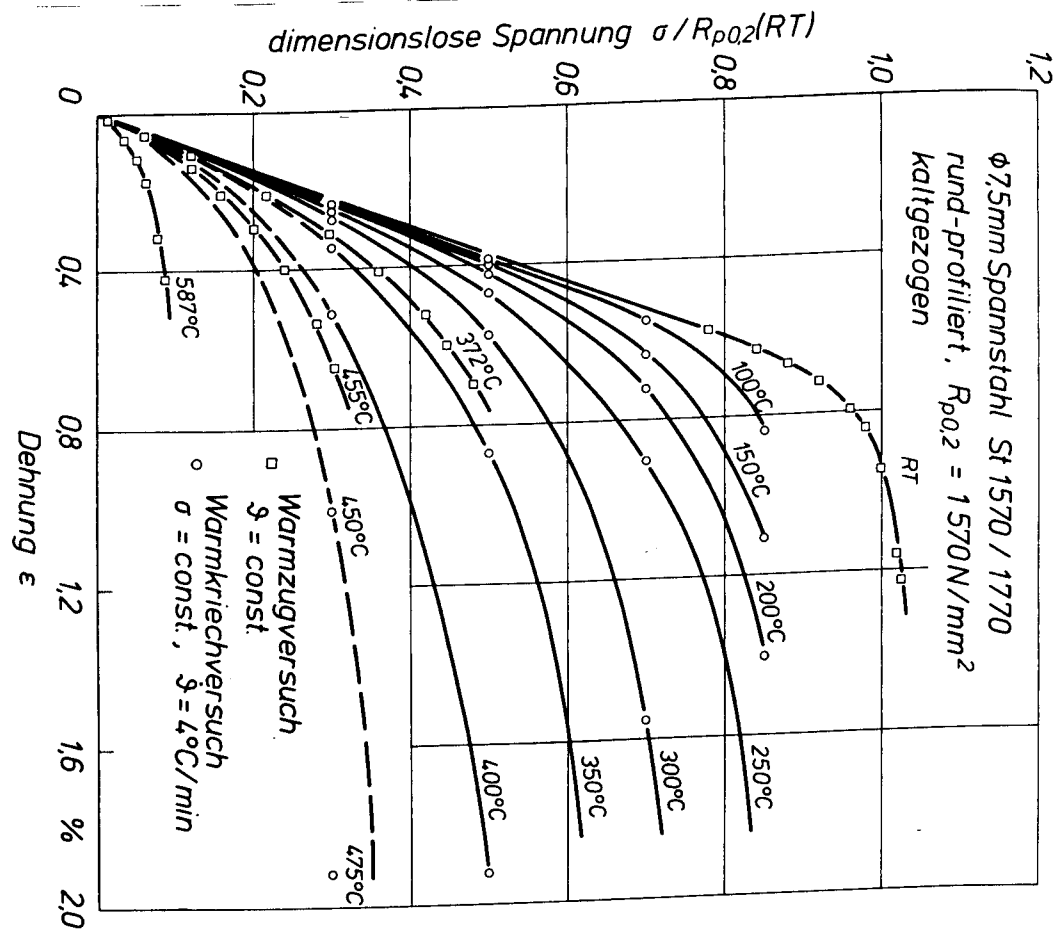


Abb. 36 Konstruierte und gemessene Spannungs-Dehnungsdiagramme für Spannstahl St 1570/1770,  $\phi 7,5 \text{ mm}$ .

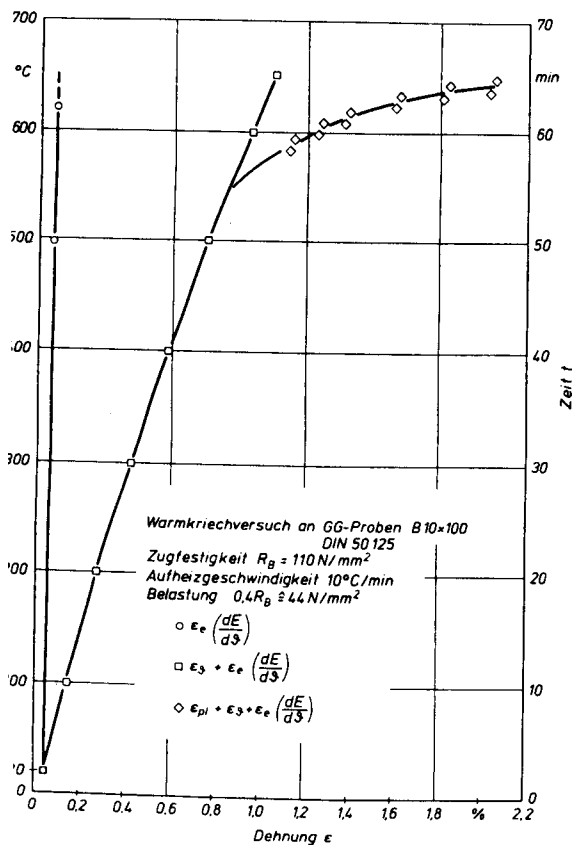


Abb. 37  $\epsilon_e(\dot{\epsilon})$ ,  $\epsilon_\alpha$  und  $\epsilon_{pl}$  für Grauguß bei  $0,4 R_m RT$

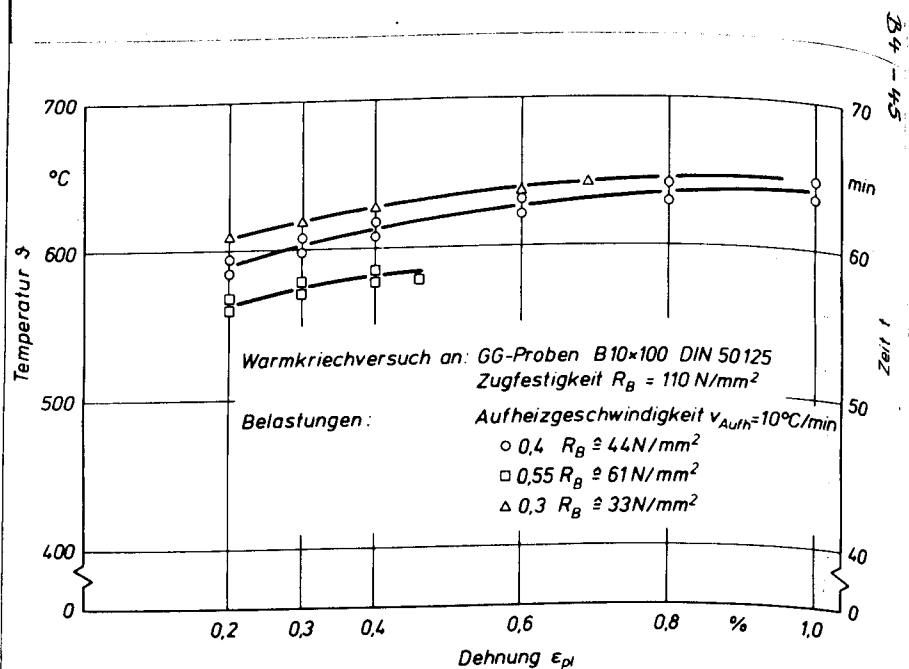


Abb. 38  $\epsilon_{pl}$  von Grauguß bei verschiedenen Belastungsgraden



Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 5 - Hochtemperatur-Verbundverhalten von  
Beton- und Spannstählen

beteiligte Wissenschaftler: Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy  
Dr.-Ing. J. Neisecke  
Dipl.-Ing. H. Budelmann  
Dipl.-Ing. H. Sager

Arbeitsbericht für den Zeitraum: 1978 - 1980

Bezug: Förderungsantrag 1980, S. 157 - 176

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Stand der Erkenntnisse, Aufgabenstellung und Ziele des Forschungsvorhabens.....	B 5 - 3
2. Untersuchungsmethodik.....	B 5 - 4
2.1 Allgemeines.....	B 5 - 4
2.2 Beschreibung der Versuchsanordnung.....	B 5 - 5
2.2.1 Ofen und Regelung.....	B 5 - 6
2.2.2 Belastungseinheit und Regelung.....	B 5 - 6
2.2.3 Verschiebungsmessung.....	B 5 - 9
2.3 Mikroskopische Untersuchungen.....	B 5 - 9
2.3.1 Lichtmikroskopie.....	B 5 - 9
2.3.2 Rasterelektronenmikroskopie.....	B 5 - 9
2.4 Hochtemperaturdilatometer.....	B 5 - 9
2.5 Versuchsparameter.....	B 5 - 9
2.5.1 Versuchskörper.....	B 5 - 9
2.5.2 Stahl.....	B 5 - 11
2.5.3 Beton.....	B 5 - 11
2.5.4 Lagerungsart.....	B 5 - 17
2.6 Versuchsarten.....	B 5 - 17
2.6.1 Last-Temperaturprogramm a.....	B 5 - 17
2.6.2 Last-Temperaturprogramm b.....	B 5 - 18
2.7 Zusatzuntersuchungen.....	B 5 - 20
2.7.1 Restspaltzugfestigkeit.....	B 5 - 20
2.7.2 Stereomikroskopische Untersuchungen...	B 5 - 20
2.7.3 Dilatometrische Messungen.....	B 5 - 20
2.7.4 Rasterelektronenmikroskopie.....	B 5 - 20
3. Untersuchungsergebnisse.....	B 5 - 21
3.1 Dilatometrische Messungen.....	B 5 - 21
3.2 Lastabhängiges Verschiebungsverhalten unter konstanter Temperatur.....	B 5 - 23
3.2.1 Allgemeines.....	B 5 - 23
3.2.2 Einfluß der Zuschlagsart.....	B 5 - 24

3.2.3 Einfluß der Lagerungsart.....	B 5 - 24
3.2.4 Einfluß der Betongüte.....	B 5 - 28
3.2.5 Verbundbruchspannung unter konstanter Temperaturbeanspruchung.....	B 5 - 29
3.3 Lastabhängiges Verschiebungsverhalten unter linear steigender Temperaturbeanspruchung...	B 5 - 31
3.3.1 Allgemeines.....	B 5 - 31
3.3.2 Einfluß der Lagerungsart.....	B 5 - 33
3.3.3 Einfluß der Zuschlagsart.....	B 5 - 34
3.3.4 Einfluß der Betongüte.....	B 5 - 36
3.3.5 Versagenstemperaturen bei konstanter Vorlast.....	B 5 - 37
3.4 Versagenstemperaturen nach unterschied- licher Last-Temperaturgeschichte.....	B 5 - 39
3.5 Untersuchungsergebnisse der Restspaltzug- festigkeit.....	B 5 - 42
3.6 Lichtmikroskopische Untersuchungen.....	B 5 - 43
3.7 Rasterelektronenmikroskopische Unter- suchungen.....	B 5 - 45
4. Ausziehanlage II.....	B 5 - 48
5. Ausblick.....	B 5 - 51
6. Literaturverzeichnis.....	B 5 - 52

# 1. Stand der Erkenntnisse, Aufgabenstellung und Ziele des Forschungsvorhabens

Entsprechend dem wesentlichen Ziel der Forschung über das Brandverhalten von Bauwerken und Bauteilen, zu einer wirklichkeitsnahen Vorhersage der Traglast eines thermisch instationär beanspruchten Stahlbeton- oder Spannbetontragwerkes zu gelangen, hat sich der SFB 148 eingehend mit dem Hochtemperaturverhalten der Werkstoffe Beton und Stahl befaßt. Gemessen am Kenntnisstand, den wir über die Werkstoffe Beton und Stahl unter hohen Temperaturen besitzen, ist das Wissen über das Hochtemperatur-Verbundverhalten einbetonierter Betonrippen- oder Spannstähle sehr gering. Zum Zeitpunkt der Antragstellung für das Teilprojekt B 5 waren lediglich zwei Arbeiten aus der Sowjetunion bekannt, die erste Aussagen über die Restfestigkeit des Verbundes nach einer Temperaturbeanspruchung ermöglichten [1], [2]. Der Notwendigkeit, das Verbundverhalten unter Brandbeanspruchung eingehender zu untersuchen, wurde von Kordina und Schneider [3] Rechnung getragen. Durch den Bau einer Verbundprüfmaschine und die Durchführung einer Pilotstudie wurden erste Informationen über den Einfluß der Oberflächenprofilierung der Stäbe auf das Verbundverhalten unter hohen Temperaturen gewonnen. Die Betonzusammensetzung und die Zementsteinstruktur sowie zahlreiche andere Parameter des Stahlbetonbaus wurden bei diesen Versuchen nicht variiert.

Der Verbund - als Ausdruck der Kraftübertragung vom Bewehrungsstab zum Beton - beruht bei Stäben mit glatter Oberfläche auf dem Haftwiderstand, bei gerippten Stäben im wesentlichen auf dem Scherwiderstand der von den Rippen eingeschlossenen Betonkonsolen. Da hohe Temperaturen sowohl die Betondruck- als auch die Zugfestigkeit verringern, ist auch ein Einfluß auf das Verbundverhalten bzw. auf die Versagensvorgänge

- Gleitbruch (Abscheren der Betonkonsolen) und
- Sprengbruch (Absprengen der Betonüberdeckung)



sowie auf die sie begleitenden Verformungen zu erwarten.

Zur Klärung dieses Verhaltens müssen folgende Fragestellungen in Teilschritten beantwortet werden:

- Wie und wodurch wird die Verbundfestigkeit bzw. das Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen durch hohe Temperaturen verändert?
- Wie wirkt sich das veränderte Verbundverhalten auf die Kraftabtragung gerader und abgebogener Stabenden sowie auf Übergreifungsstöße aus? *aus?*
- Wie ändert sich der Kraftabtrag im Übertragungsbereich von Spannbetonbalken bei Vorspannung mit sofortigem Verbund, bzw. von Spannstählen im verpreßten Hüllrohr?
- Wie ändert sich das Sprengbruchverhalten bei Temperaturbeanspruchung und somit der Grenzbereich zwischen Gleit- und Sprengbruch?

Ziel des Forschungsvorhabens ist die grundsätzliche Klärung des temperaturabhängigen Last-Verschiebungsverhaltens einbetonierter Beton- und Spannstähle sowie des Tragverhaltens der im Stahlbetonbau üblichen Verankerungsarten. Verbesserte Kenntnisse über das Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen im Brandfall sind notwendig, um die Gefahr eines vorzeitigen Versagens einer Verankerung, eines Stoßes etc. abschätzen und abwehren zu können bzw. um auch die Resttragfähigkeit eines brandgeschädigten Bauteils zu erfassen.

## 2. Untersuchungsmethodik

### 2.1 Allgemeines

Die Untersuchungen des temperaturabhängigen Verbundverhaltens werden anhand des folgenden Versuchsprogramms vorgenommen.

Im ersten Untersuchungsabschnitt soll anhand zentrischer Ausziehversuche das temperaturabhängige Last-Verschiebungs-

verhalten einbetonierter Beton- und Spannstähle mit unterschiedlichen Last- bzw. Temperatur-Zeitgeschichten untersucht werden. Diese Untersuchungen dienen der Klärung des Verbundverhaltens im Brandfall.

Die Ausziehversuche werden durch strukturelle und fraktografische Untersuchungsmethoden ergänzt. Mit Hilfe der Lichtmikroskopie soll ein Einblick in die Veränderungen der Verbundzone durch die thermische und mechanische Beanspruchung gewonnen werden.

Im zweiten Untersuchungsabschnitt müssen in anwendungsorientierter Weise die konstruktiven Parameter der Haftverankerung im Stahlbetonbau, wie Stababstand und Betonüberdeckung untersucht werden, da hiervon die Sprenggefahr bestimmt wird. Hauptziel ist dabei außerdem die Klärung des Verbundverhaltens der im Stahlbetonbau gebräuchlichen Verankerungsarten wie Haken, Schlaufen und Übergreifungsstöße.

Neben diesen Untersuchungen, die die konstruktiven, ingenieurmäßigen Erfordernisse für ein brandschutztechnisch richtiges Konstruieren von Verankerungen klären sollen, soll mit Hilfe der Rasterelektronenmikroskopie die strukturelle Veränderung der Kontaktzone Beton/Stahl untersucht werden. Diese Untersuchungen dienen der Klärung des Einflusses der unterschiedlichen thermischen Dehnungen von Beton und Stahl, sowie der Abbaureaktion des Zementsteins auf das Verbundverhalten.

## 2.2 Beschreibung der Versuchsanordnung

Ausgehend von den Erfahrungen bei Raumtemperatur wird auch für die Untersuchungen bei hohen Temperaturen der zentrische Ausziehversuch gewählt. Für diese Versuche wurde eine Verbundprüfeinrichtung entwickelt [3]. Entwicklung, Aufbau und Wirkungsweise der zweiten Ausziehvorrichtung wird in Abschnitt 5 dargestellt.

Hier folgt eine kurze Beschreibung der verwendeten Verbundprüfeinrichtung.

### 2.2.1 Ofen und Regelung

Der Kammerofen besteht aus einem Rahmen aus Winkeleisen, in dessen Felder Stahlbleche eingeschweißt sind. Zur Innenauskleidung wurden Silikatsteine verwendet. Das Beheizen des Ofens erfolgt mit auf Keramiktragröhrchen spiralförmig aufgewickelten Heizdrähten aus einer Eisen-Chrom-Aluminium-Legierung. Die Heizung ist in vertikaler Richtung in drei Zonen aufgeteilt, die, durch den zusätzlichen Einbau von Konvektionsblechen, unabhängig voneinander geregelt werden können (Abb. 2.1)

Die Temperaturregelung erfolgt, für jede Heizzone getrennt, elektronisch im geschlossenen Regelkreis. Mit Temperaturprogrammen können lineare und rampenförmige Temperaturverläufe gesteuert werden und die Aufheizgeschwindigkeiten zwischen 6 und 0,02 K/min variiert werden. Maximaltemperatur und Haltezeiten können vorgewählt werden. Die Abkühlung erfolgt ebenfalls geregelt. Abb. 2.2 zeigt die Steuerung.

### 2.2.2 Belastungseinheit und Regelung

Die Zugkraft wird durch eine mit einem Stahlträger über Zugstangen verbundene hydraulische Hohlkolbenpresse erzeugt. Die Presse drückt über eine Kraftmeßdose auf den Ankerkörper des keilverankerten Stabes. Der dieses Hubsystem zentrisch durchlaufende Stab ist mit seinem "heißen Ende" über eine definierte Verbundlänge in einem Betonzylinder verankert (Abb. 2.3).

Der Versuchskörper, ein Betonzylinder mit mittigem Stab, gibt die auf ihn über Verbund eingeleiteten Kräfte über eine Keramikplatte und eine Stahlplatte auf den aus dem Ofen herausführenden Stahlzylinder ab, der auf der Druckplatte der Hohlkolbenpresse lagert.

Eine im geschlossenen Regelkreis arbeitende Meß- und Regelungseinheit übernimmt die Steuerung des Ausziehvorganges.

(Abb. 2.4).

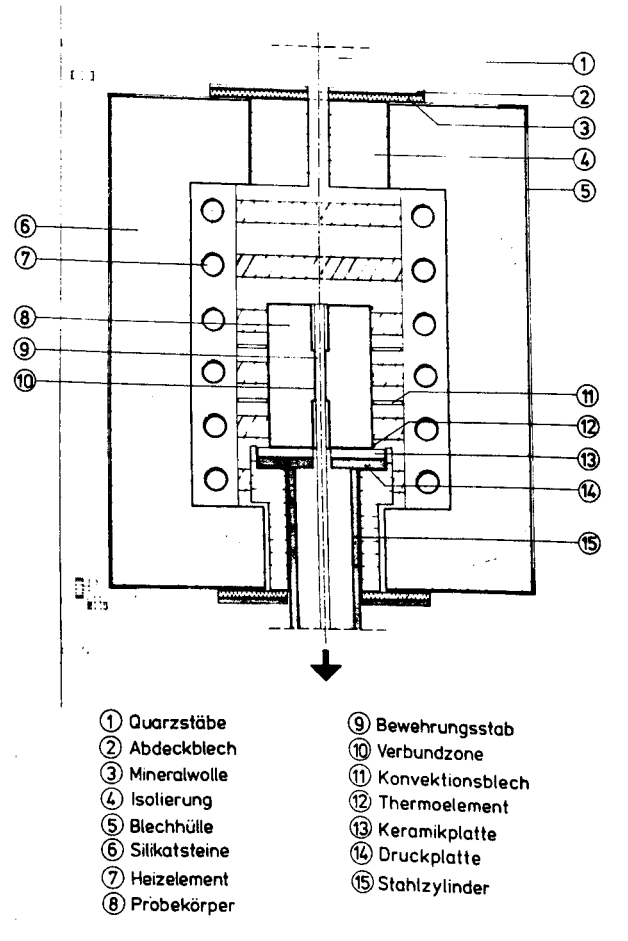


Abb. 2.1 Hochtemperaturofen der Ausziehanlage I

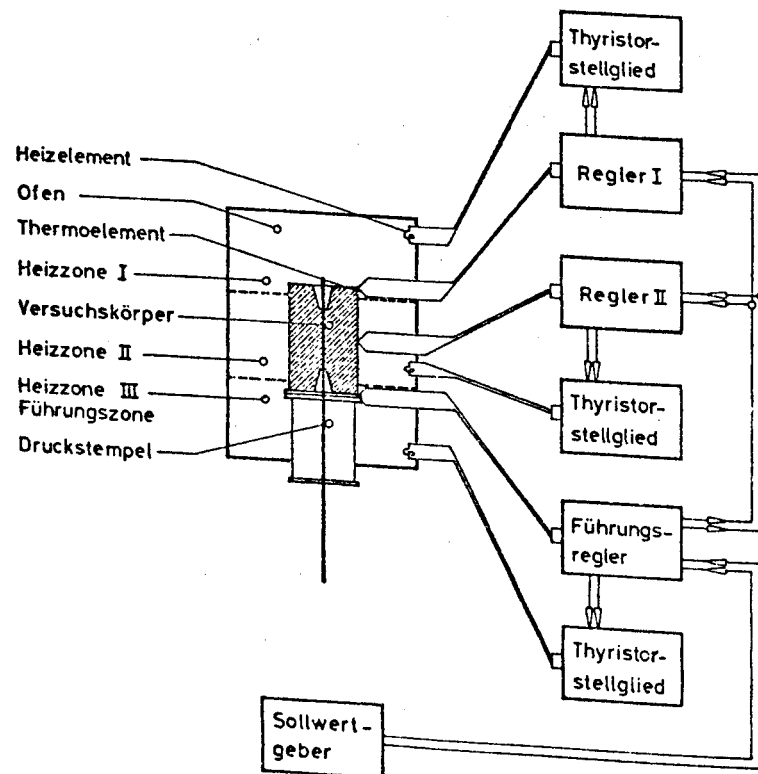


Abb. 2.2 Ofenregelung der Ausziehanlage I

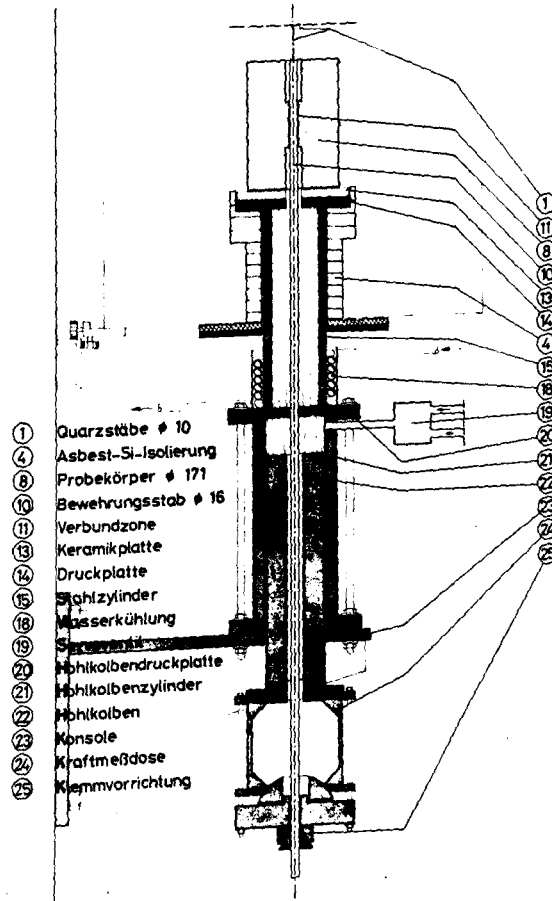


Abb. 2.3 Belastungseinheit der Ausziehanlage I

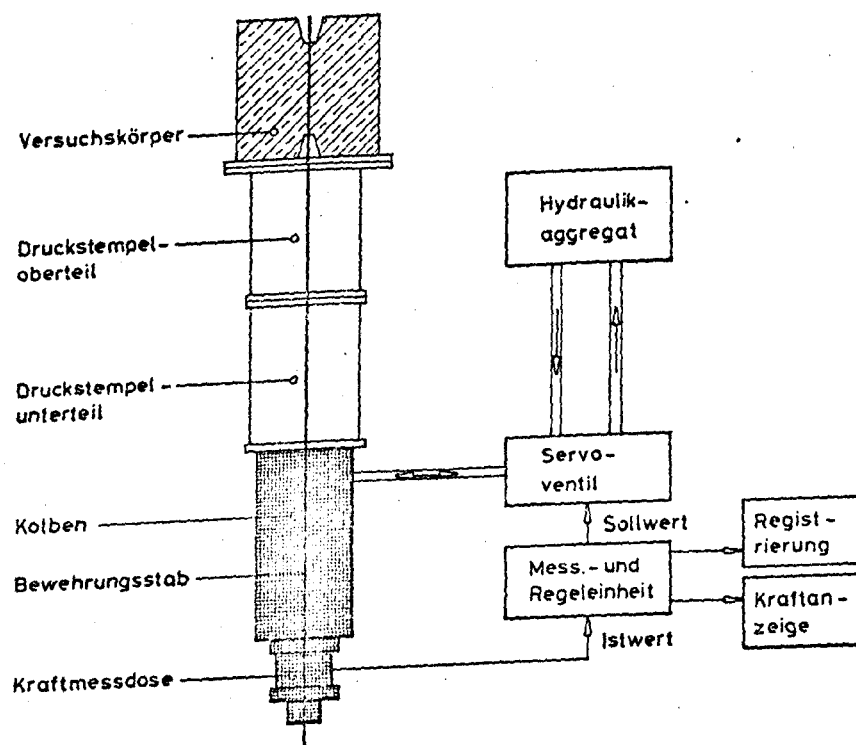


Abb. 2.4 Belastungsregelung der Ausziehanlage I

### 2.2.3 Verschiebungsmessung

Die unterschiedlichen thermischen Dehnungen zwischen Beton und Stahl sowie der Schlupf des Stahles werden durch zwei Quarzglasstäbe aus dem Heizofen auf den Wegaufnehmer übertragen. Die Glasstäbe werden jeweils durch ein Parallelenkersystem gegen den Bewehrungsstab bzw. gegen den Beton vorgespannt (Abb. 2.5). Jeder Parallelenker enthält ein Sackloch zur Aufnahme der Kieselglasstäbe und einer Klemmvorrichtung für den induktiven Wegaufnehmer.

## 2.3. Mikroskopische Untersuchungen

### 2.3.1 Lichtmikroskopie

Die fraktografischen Untersuchungen werden mit einem Stereomikroskop durchgeführt, mit dessen Hilfe auch strukturelle Veränderungen der Verbundzone fotografiert werden können.

### 2.3.2 Rasterelektronenmikroskopie

Die Untersuchungen der thermisch bedingten strukturellen Änderung der Kontaktzone Stahl/Beton werden mit dem REM durchgeführt. Erste Erkenntnisse konnten mit dem REM im Institut von Professor Ruge gewonnen werden. Durch die Bereitstellung eines REM mit Heiz-(Dehn)-Tisch durch die DFG wird eine eindeutige Klärung der Veränderungen im Verbundbereich infolge Erwärmung erwartet.

## 2.4. Hochtemperaturdilatometer

Für die Bestimmung der unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten ( $\alpha_t = \alpha_t(\vartheta)$ ) der Baustoffe Stahl und Beton steht dem Sonderforschungsbereich in TP-B3 ein Hochtemperaturdilatometer zur Verfügung.

## 2.5. Versuchsparameter

### 2.5.1 Beschreibung der Versuchskörper

Als Versuchskörper wurde ein zylindrischer Betonkörper für die zentrischen Ausziehversuche gewählt.

Entsprechend den Empfehlungen von RILEM/CEB/FIP [4] beträgt

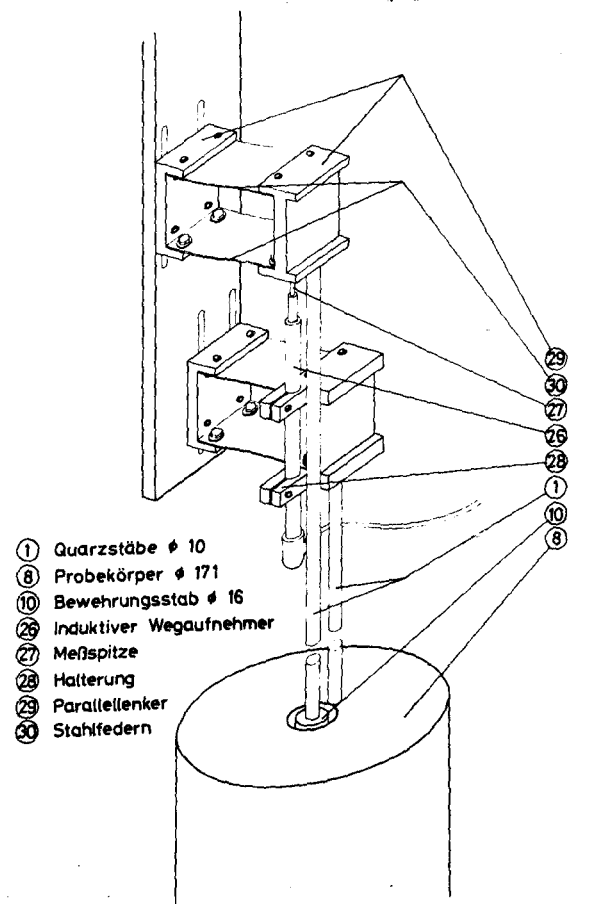


Abb. 2.5 Verschiebungsmeßeinrichtung für hohe Temperaturen

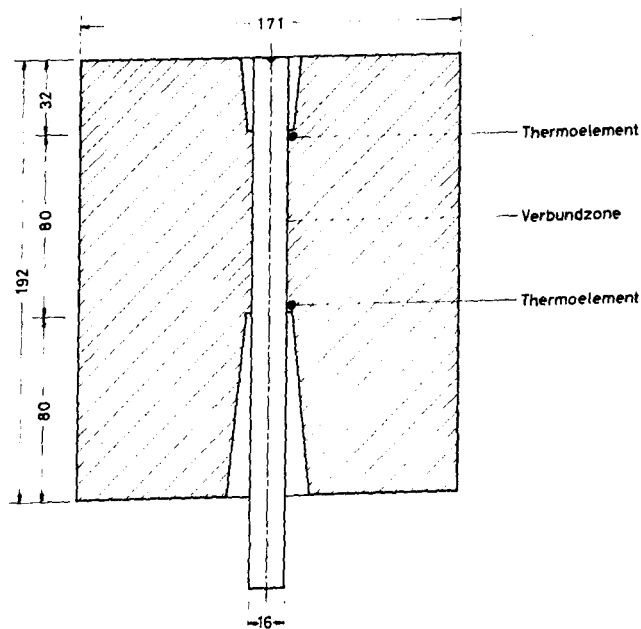


Abb. 2.6 Zylindrischer Versuchkörper

der Durchmesser der Körper etwa das Zehnfache des Stabdurchmessers  $d_s$ , die verbundfreie Vorlänge und die Verbundlänge jeweils  $5d_s$ . Um eine über die Höhe der Verbundzone unveränderliche Temperaturverteilung zu erhalten, ist außerdem am oberen, lastfreien Stabende eine verbundfreie Länge von  $\sim 2d_s$  erforderlich. Der Versuchskörper hat somit eine Höhe von 192 mm ( $\sim 12d_s$ ) (Abb. 2.6). Eine Variation der Verbundlänge ist vorerst nicht vorgesehen. Die Verbundlage der Bewehrungsstäbe entspricht der Lage B gemäß DIN 1045 18.4. Die Zugrichtung im Ausziehversuch entspricht der Betonierichtung.

### 2.5.2 Stahl

Der im ersten Abschnitt verwendete Betonrippenstahl 420/500 RK (Rippentorstahl)  $\varnothing$  16 mm, ist walzfrisch und rostfrei. Seine mechanischen Kennwerte sind der Tabelle 2.1 zu entnehmen.

Tab. 2.1: Stahlkennwerte

Stahlsorte	$\varnothing$ [mm]	$R_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung [%]
420/500 RK	16,39	461,87	561,5	14,2

Die bezogene Rippenfläche beträgt  $f_R = 0,091$ . Sie wurde bewußt hoch gewählt, um den temperaturabhängigen Grenzbereich zwischen Gleit- und Sprengbruch deutlich herauszuarbeiten.

Die temperaturabhängige Dehnung dieses Stahles, gemessen an einer  $\sim 40$  mm langen Probe, ist der Abb. 3.2 zu entnehmen.

### 2.5.3 Beton

Zur Herstellung des Betons wird ein Portlandzement PZ 35 F verwendet, dessen Normdruckfestigkeit  $\beta_{w28} = 51,8$  N/mm<sup>2</sup> und dessen Spaltzugfestigkeit  $\beta_{sz,28} = 8,2$  N/mm<sup>2</sup> beträgt.

Als Zuschläge für die Normalbetone kommen für die Hauptuntersuchung Kiese aus überwiegend quarzitischem Gestein und für die Nebenuntersuchungen Kiese aus überwiegend kalksteinhaltigem Material zur Anwendung. Der Kalksteingehalt je Korngruppe ist in Tabelle 2.2 dargestellt.



Tab. 2.2: Kalksteingehalt des Zuschlages

	Korngruppe		
	0-2	2-8	8-16
CaCO <sub>3</sub> [%]	17,9	71,3	81,5

Die Sieblinien der verwendeten Zuschläge ist in Abb. 2.7 dargestellt. Die Sieblinie der Serien 3 + 4 entspricht der von Schneider in [5] dargestellten Betonmischung VRO1-04.

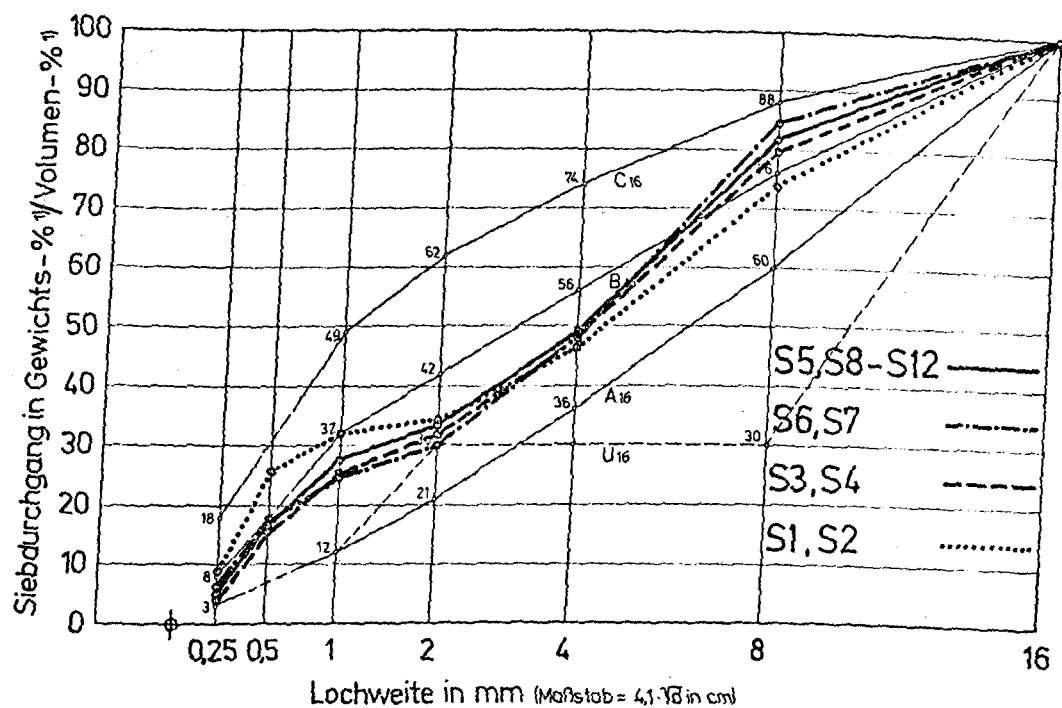


Abb. 2.7 Sieblinien der verwendeten Betonmischungen

Die untersuchten Serien sind in Tab. 2.7 zusammengestellt; auf sie wird noch genauer eingegangen.

Für die Untersuchungen mit Leichtbeton werden Blähton und Blähschiefer verwendet.

Als Blähton wurde Liapor L5 verwendet. Zur besseren Verarbeitbarkeit wurde entgegen der in der Praxis üblichen Zusammensetzung die Korngruppe 4/8 mm zwischengeschaltet. Als Blähschiefer kam Berwelit zur Anwendung.

Die Kornzusammensetzung der beiden Leichtbetone ist in Tab. 2.3 dargestellt.

Tab. 2.3: Kornzusammensetzung des Leichtzuschlages

Korngruppe [mm]	Zuschlagsart			
	Blähton (Liapor)		Blähschiefer (Berwelit)	
	Menge [Vol.-%]	Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	Menge [Vol.-%]	Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]
0/4	40	1,57	40	1,73
4/8	20	0,96	20	1,12
8/16	40	0,96	40	1,21

Ein wesentlicher Untersuchungsparameter ist die Betonfestigkeit. Es soll mit zwei weit auseinanderliegenden Betondruckfestigkeiten ( $\beta_w$ ) überprüft werden, ob der im kalten Zustand näherungsweise gültige lineare Zusammenhang zwischen  $\beta_w$  und dem Verbundwiderstand auch bei hohen Temperaturen besteht. Die Zusammensetzung der untersuchten Betonarten ist der Tabelle 2.4 und 2.5 zu entnehmen.

Für die im Rahmen von Nebenuntersuchungen verwendeten Betone mit kalksteinhaltigem Zuschlag und Leichtzuschlag werden nur die geringen Betondruckfestigkeiten angestrebt.

Von jeder Betonmischung wurden mehrere Versuchsserien hergestellt. Jede Serie besteht aus 20 Versuchskörpern sowie 6 Probewürfeln (15 x 15 x 15 cm) und 3 Spaltzugzylindern (15 x 30 cm).

Tabelle 2.6 gibt eine Übersicht über die betontechnologischen Daten.

Tabelle 2.4: Zusammensetzung der verwendeten Normalbetone

Normalzuschlagsart:		Quarzitischer Zuschlag			Kalkstein- zuschlag
eingesetzt für die Serien:		S1, S2	S3 - S5	S8 - S12	S6, S7
Portlandzement PZ 35 F	kg/m <sup>3</sup>	233,0	240,7	400,0	242,5
Kieszuschlag 0-1 mm	kg/m <sup>3</sup>	471,5	96,0	89,2	-
Kieszuschlag 0-2 mm	kg/m <sup>3</sup>	188,6	556,7	517,3	562,7
Kieszuschlag 2-8 mm	kg/m <sup>3</sup>	792,1	979,3	909,9	938,0
Kieszuschlag 8-16 mm	kg/m <sup>3</sup>	433,8	282,7	267,6	375,3
Gesamtwasser	l/m <sup>3</sup>	215,0	210,7	201,9	215,5
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,36	2,38	2,39	2,36
Festbetonrohddichte (28 Tage)	kg/dm <sup>3</sup>	2,30	2,32	2,39	2,33
Ausbreitmaß a	cm	39,0	39,2	37,7	37,0
Verdichtungsmaß v	-	1,08	1,08	1,08	1,13

Tabelle 2.5: Zusammensetzung der Leichtbetone

Leichtzuschlagsart		Liapor	Berwelit
eingesetzt bei den Serien		S13, S14	S15, S16
Portlandzement PZ 35 F	kg/m <sup>3</sup>	370,0	370,0
Leichtzuschlag 0-4 mm (Kernfeucht)	kg/m <sup>3</sup>	459,7	510,0
" 4-8 mm	kg/m <sup>3</sup>	131,3	175,3
" 8-16 mm	kg/m <sup>3</sup>	252,0	391,3
Gesamtwasser	l/m <sup>3</sup>	190,0	195,0
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	1,46	1,70
Festbetonrohddichte (28 Tage)	kg/dm <sup>3</sup>	1,43	1,63
Ausbreitmaß a	cm	33	46
Verdichtungsmaß v	-	1,24	1,07

Tabelle 2.6: Betonkennwerte

Serie	Zusammensetzung				Festigkeiten			Alter bei Versuchsdurchführung (VD)
	Zement	Wasser	Zuschlag	Wasser Zement Wert	Würfeldruckfestigkeit		Spaltzugfestigkeit	
					$\beta_{w28}$	$\beta_{w,VD}$	$\beta_{SZ,VD}$	
-	kg/m <sup>3</sup>	l/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	t
S 1	233	215	1912	0,92	26,70	33,20	2,43	105
S 2	233	215	1912	0,92	29,30	31,60	2,23	173
S 3	241	211	1928	0,88	36,60	35,20	2,30	181
S 4	241	211	1928	0,88	33,60	32,9	1,97	202
S 5	240	210	1920	0,88	32,50	32,1	3,10	186
S 6	243	219	1898	0,90	33,2	38,4	2,77	210
S 7	242	212	1895	0,88	32,2	37,5	2,84	224
S 8	402	197	1791	0,49	64,1	61,6	4,32	204
S 9	400	197	1784	0,49	58,1	64,6	4,66	214
S10	399	210	1781	0,53	55,7	63,3	3,41	221
S11	400	204	1786	0,51	57,6	61,0	4,33	257
S12	402	197	1791	0,49	60,7	62,0	4,09	278

#### 2.5.4 Lagerungsart

Da die Menge des verdampfbaren Wassers vermutlich das Verbundverhalten unter hoher Temperatur beeinflusst, wurden zwei extreme Lagerungsarten untersucht, um weit auseinanderliegende Betonfeuchten bei der Prüfung zu erreichen. Nachdem alle Versuchskörper 7 Tage in der Schalung feucht gehalten wurden, lagerte ein Teil der Serien im Klimaraum bei 20°C und 65 % rel. Feuchte. Ein anderer Teil wurde bei 20°C unter Wasser gelagert (100 % r.F.).

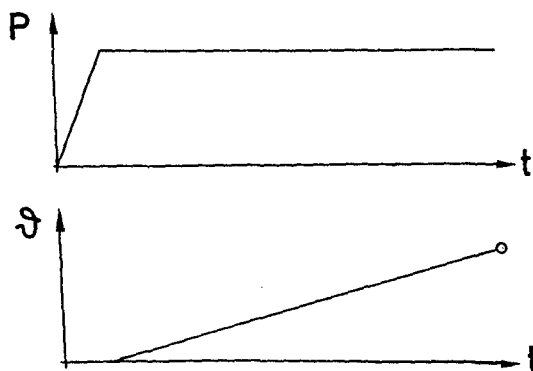
Zusätzlich wurden Untersuchungen an bis zur Gewichtskonstanz bei 105°C getrockneten Körpern vorgenommen.

#### 2.6 Versuchsarten

Entsprechend dem Tragverhalten eines brandgeschädigten Bauwerkes werden zwei unterschiedliche Last-Temperatur-Zeitabläufe untersucht.

Die Aufheizgeschwindigkeit beträgt in Anlehnung an die Untersuchungen von Schneider [6] 1 K/min. Die Laststeigerung ist stetig und beträgt 5 kp/cm<sup>2</sup>/sec Spannungszunahme im Stahl entsprechend der Untersuchung von Rehm [7].

##### 2.6.1 Last-Temperatur-Programm a



Der Versuchskörper wird bei Raumtemperatur belastet. Anschließend wird der Versuchskörper unter konst. Last bis zum Versagen des Verbundes linear aufgeheizt.

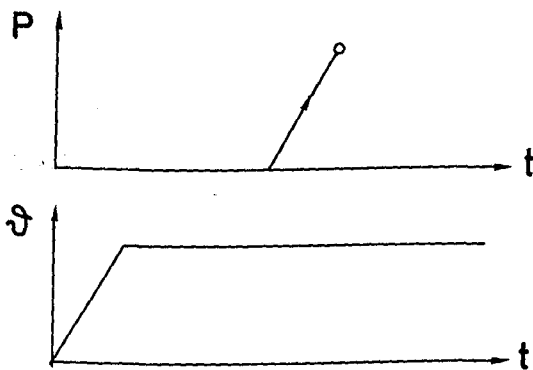
Dieser Last- bzw. Temperatur-Zeitverlauf simuliert die Beanspruchung im Brandfall.

Die Untersuchungen gemäß Programm a) erbringen Aussagen über die Versagenstemperaturen in Abhängigkeit von der Bauteil-ausnutzung.

Außerdem liefern sie Daten für das Last-Verschiebungsverhalten einbetonierter Stäbe bei Raumtemperatur.

Aufgezeichnet wird bei dieser Versuchsart das Last-Verschiebungsdiagramm, sowie die zeitabhängige Verschiebung und der zeitabhängige Temperaturverlauf am Betonmantel und in der Verbundzone.

#### 2.6.2 Last-Temperaturprogramm b



Der Versuchskörper wird zeitlinear auf eine gewählte Temperatur aufgeheizt. Nachdem auch in der Verbundzone diese Temperatur erreicht ist, wird bis zum Verbundversagen belastet (isothermischer Ausziehversuch).

Diese Versuchsart erlaubt den unmittelbaren Vergleich mit dem Verbundverhalten bei Raumtemperatur. Dieser Last- bzw. Temperatur-Zeitverlauf simuliert jenen Fall, bei dem ein Tragglied durch eine brandbedingte Kräfte-Umlagerung belastet wird.

Die Untersuchungen gemäß Programm b) erbringen Aussagen über die temperaturabhängigen Versagenslasten und die damit einhergehenden Verschiebungen. Außerdem werden hier die aufgrund der unterschiedlichen Ausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl sich ergebenden Verschiebungen ermittelt, die sich im Zuge der Erwärmung lastunabhängig ergeben (innerer Zwang). Aufgezeichnet wird bei dieser Versuchsart das temperaturabhängige Last-Verschiebungsdiagramm, sowie die temperaturabhängige Dehnung zwischen Beton und Stahl.

Die entsprechend dieser beiden Last-Temperaturprogramme durchgeführten Versuche sind in Tab. 2.7 aufgeführt.

Tab.: 7 Durchgeführte Versuche

VERSUCHSPROGRAMM				LAST-TEMPERATUR-PROGRAMM a														b					
SERIE vom	STAHL	BETON	LAGERUNG (Tg./°C/r.F.)	20°		150°	150° GK	300°	300° 05 Pu	400°	500° t(Std)	500° 05 Pu	600°	650°	700°		0.25 Pu		0.50 Pu		0.60 Pu		0.70 Pu
S1 13.10.78	BST 420/500 RK $\phi$ 16mm. $r_p=0,091$	B 25	7/20/65	5		2		3		2		2							2		2		2
S2 31.1.79		PZ 35 F	20/100	3		3		3		2		2							3		2		2
S3 16.11.78			7/20/65	4		1		3		1		1		3			2		1		2		1
S4 30.11.78			20/100	4		1		3		1		1		3			2		1		2		1
S5 11.1.79			7/20/65	2					4			2			2								
S5 11.1.79			20/100	2			3		3			2											
S6 8.2.79			7/20/65	3		2		3				3		2		1	1		2		3		
S7 22.2.79			20/100	3		2		3				2		3	1		1		2		3		
S8 5.4.79		B 55	7/20/65	3		2		3		2		2		1					2		2		2
S9 19.4.79		PZ 35 F	20/100	3		2		3		2		2		1					2		3		2
S10 18.5.79			7/20/65	3			2		3		42464 312				2		2		2				
S11 31.5.79			20/100	3		2		3		1		1		1		1	2		1		3		1
S12 14.6.79			7/20/65	3		1		3		2		1		2		2	1		1		3		1
S13 20.9.79		LB 25	20/65																				
S14 4.10.79		PZ 35 F	20/65																				
S15 18.10.79			20/65																				
S16 1.11.79			20/65																				



## 2.7 Zusatzuntersuchungen

### 2.7.1 Restspaltzugfestigkeit

Die Ausziehkörper versagen entweder durch Zersprengen oder durch Herausziehen des Stabes (Gleitbruch). Im zweiten Fall bleibt der Betonzylinder unzerstört und mit ihm kann ein Spaltzugversuch durchgeführt werden.

Wenn auch die Versuchskörperform von der DIN 1048 abweicht (zentrisches Loch), so erlaubt jedoch diese Prüfung eine Abschätzung des temperaturbedingten Abfalles der Zugfestigkeit des Betons.

### 2.7.2 Stereomikroskopische Untersuchungen

Anhand dieser fraktografischen Untersuchungsmethode sollen Aussagen über die mechanisch und thermisch bedingten Veränderungen in der Verbundzone der zerstörten Versuchskörper gewonnen werden.

### 2.7.3 Dilatometrische Untersuchungen

Mit Hilfe des Quarzglasdilatometers werden die unterschiedlichen Ausdehnungskoeffizienten der verwendeten Betone und des Stahles untersucht.

Für die Untersuchungen werden von jeder Serie aus einem Betonzylinder zylindrische Betonproben ( $\varnothing$  19 mm,  $l$  = 40 mm) naß herausgebohrt. Die Aufheizung erfolgt im Dilatometer. Die Aufheizgeschwindigkeit beträgt 10 K/min. Eine den Ausziehversuchen entsprechende Aufheizgeschwindigkeit ist aufgrund der Auslastung dieser Meßeinrichtung nicht möglich.

### 2.7.4 Rasterelektronenmikroskopie

Mit Hilfe des REM wird die thermisch bedingte strukturelle Veränderung der Kontaktzone Stahl/Beton untersucht. Hierzu werden spezielle Versuchskörper aus einem der Länge nach geteilten Betonstahl 420/500 RK  $\varnothing$  8 mm und einem Mörtel aus Normsand und PZ 35 F hergestellt. Die Körper werden unbelastet unter Vakuum auf eine bestimmte Temperatur erwärmt und anschließend bis zur Untersuchung unter Vakuum gelagert.

### 3. Untersuchungsergebnisse

#### 3.1 Dilatometrische Untersuchungen

Bei der Erwärmung des Versuchskörpers ohne Vorlast (Last-Temperaturprogramm b) ist aufgrund des unterschiedlichen thermischen Ausdehnungsverhaltens von Beton und Stahl eine Verschiebung des Stabendes gegenüber dem Beton zu beobachten (Abb. 3.1). Der Unterschied zwischen den thermischen Ausdehnungskoeffizienten resultiert in einem inneren Zwang, der bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons zu einer Schädigung des Verbundes führt.

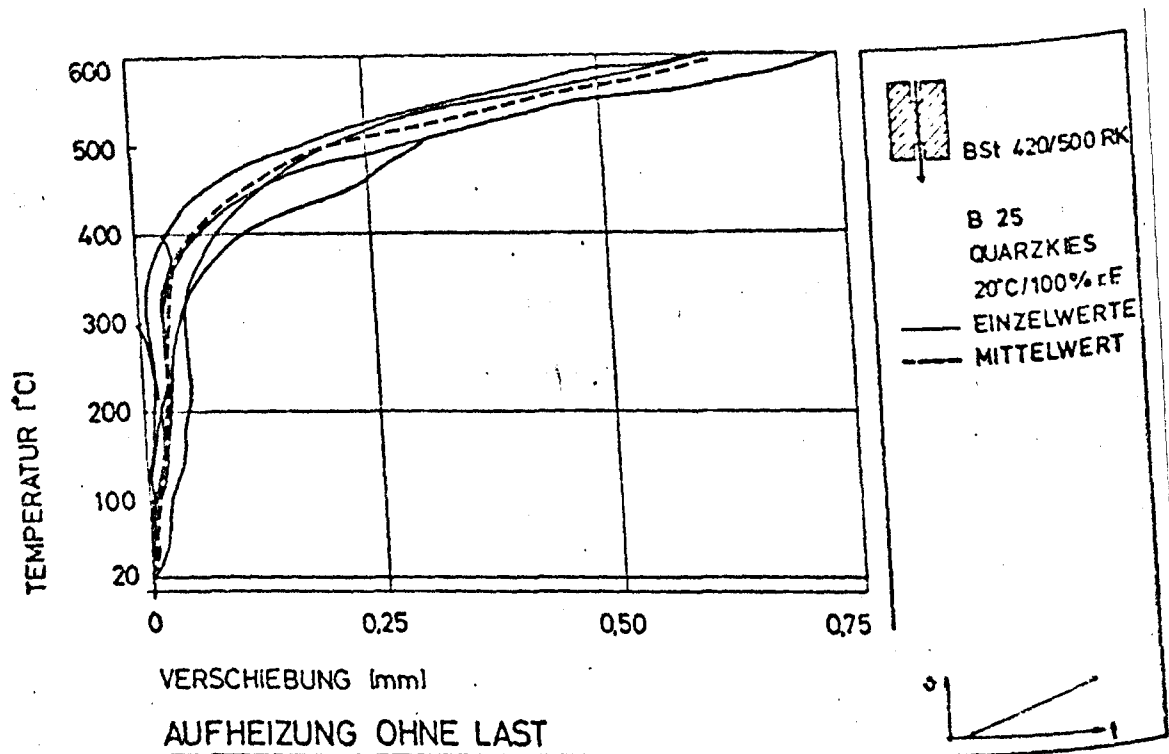


Abb. 3.1 Endverschiebungen infolge Aufheizens ohne Vorlast

Abb. 3.2 zeigt das im Dilatometer gemessene Dehnungsverhalten der Baustoffe allein und zwar:

- eines normalgelagerten (20°C/65% r.F.) Quarzkiesbetons
- eines normalgelagerten Kalksteinbetons
- eines Betonstahls 420/500 RK  $\varnothing$  16 mm.

Durch Subtraktion der Stahldehnung von der Betondehnung ergibt sich die zum Zwang führende freie Differenzdehnung des verbundlosen Systems Stahl/Beton (volle Symbole in Abb. 3.2).

Dieser Differenzdehnung ist die aus der Endverschiebung des Ausziehversuchs (L-T-P b) abgeleitete mittlere Dehnkurve gegenübergestellt, die um den Anteil der Dehnungen der verbundfreien Vorlänge (s. Abb. 2.6) reduziert wurde (Punktekurve in Abb. 3.2).

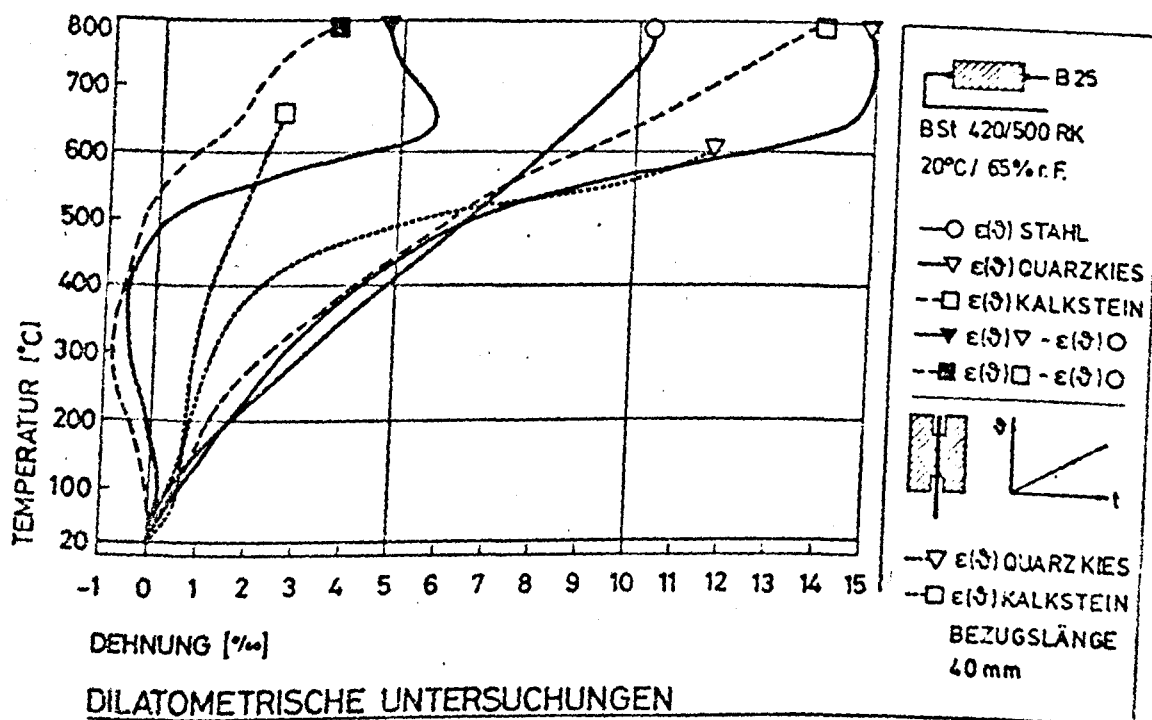


Abb. 3.2 Temperaturabhängige Dehnungen von Beton und Stahl, frei und im Verbund

Bis rd. 500°C dehnt sich der Stahl geringfügig stärker als der Beton. Ab 500°C übertreffen die Dehnungen des Quarkiesbetons (Kalksteinbeton ab 550°C) die des Stahls. Die rechnerisch ermittelten Differenzdehnungen des verbundlosen Systems sind bis 500°C nahezu konstant und negativ. Dies bedeutet, daß der Beton die Dehnungen des Stahles behindert

und im Beton Zugspannungen auftreten müssen. Ab  $500^{\circ}\text{C}$  kehrt sich dann die Beanspruchung infolge Zwang um.

Vergleicht man nun die rechnerische Differenzdehnung mit den im Ausziehversuch gemessenen resultierenden Dehnungen, so erkennt man, daß diese ebenfalls bis  $400^{\circ}\text{C}$  nahezu konstant, jedoch positiv sind.

Eine mögliche Ursache für den Unterschied zwischen der rechnerischen negativen und gemessenen positiven Dehnung ist in der Temperaturdifferenz zwischen Betonmantel und Verbundzone zu sehen, die zu größeren Betondehnungen, d.h. zu einer scheinbar positiven Verschiebung des Stahls gegenüber dem Beton führt.

Ab  $400^{\circ}\text{C}$  nehmen die resultierenden Dehnungen, in gleicher Tendenz wie die rechnerischen Differenzdehnungen, progressiv zu. Die resultierenden Dehnungen stellen die Summe aus freier Differenzdehnung und den durch die Zwangskräfte erzeugten Dehnungen dar. Sie erreichen beim Quarzkiesbeton die freien thermischen Dehnungen des Baustoffes allein. Daraus kann man auf hohen inneren Zwang und Störung des Verbundes infolge Temperaturen allein schließen.

### 3.2 Lastabhängiges Verschiebungsverhalten unter konstanter Temperatur (Last-Temperatur-Programm b)

#### 3.2.1 Allgemeines

Bei den in Abb. 3.3 dargestellten Versuchsergebnissen wurden die Versuchskörper zeitlinear auf das angegebene Temperaturniveau aufgeheizt. Nachdem in der Verbundzone die Versuchstemperatur erreicht war, wurde der Ausziehversuch durchgeführt (isothermischer Ausziehversuch). Der mit dem Symbol der Temperaturstufe gekennzeichnete Endpunkt der Last-Verschiebungskurve gibt die Verbundbruchspannung  $\tau_u^{(g)}$  und die zu dieser Last gehörende Verschiebung an. Die wei-

teren Verschiebungen, die bei abfallender Last auftraten, konnten aus versuchstechnischen Gründen nicht aufgenommen werden.

Abb. 3.3 zeigt, daß bis zu  $400^{\circ}\text{C}$  der Einfluß der Temperatur auf das Verbundverhalten gering ist. Ab  $> 400^{\circ}\text{C}$  treten bereits bei niedrigen Verbundspannungen größere Verschiebungen auf; die Verbundsteifigkeit und -festigkeit sinken.

### 3.2.2 Einfluß der Zuschlagsart

Untersucht wurden Betone B 25 mit quarzitischem und kalksteinhaltigem Zuschlag. In Abb. 3.4 sind die Lastverschiebungskurven der normalgelagerten ( $20^{\circ}\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ ) Versuchskörper dargestellt.

Da bei den mit beiden Betonarten durchgeführten Versuchen bis  $400^{\circ}\text{C}$  keine nennenswerten Unterschiede auftraten, wurden hier nur die Lastverschiebungskurven der Versuche bei  $20^{\circ}\text{C}$  dargestellt. Die schraffierte Fläche kennzeichnet den Bereich der Versuchsergebnisse bis  $400^{\circ}\text{C}$ .

Ab  $400^{\circ}\text{C}$  sinkt die Verbundfestigkeit des Quarzkiesbetons stark ab, bei  $600^{\circ}\text{C}$  wurden nur noch Verbundbruchspannungen von  $25\%$  des Vergleichswertes bei Raumtemperatur erreicht. Der Kalksteinbeton erfährt bis  $500^{\circ}\text{C}$  nur geringe Festigkeitsverluste; er erträgt bei einer Temperaturbeanspruchung von  $600^{\circ}\text{C}$  noch rd.  $75\%$  der Verbundbruchspannung bei Raumtemperatur.

### 3.2.3 Einfluß der Lagerungsart

Den Einfluß der Betonfeuchte auf das Last-Verschiebungsverhalten eines Quarzkiesbetons B 25 zeigt Abb. 3.5. Der Übersichtlichkeit wegen wurden wieder nur die Lastverschiebungskurven für  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $500^{\circ}\text{C}$  und  $600^{\circ}\text{C}$  dargestellt. Die Versuchslinien bis  $400^{\circ}\text{C}$  liegen in dem schraffierten Bereich.

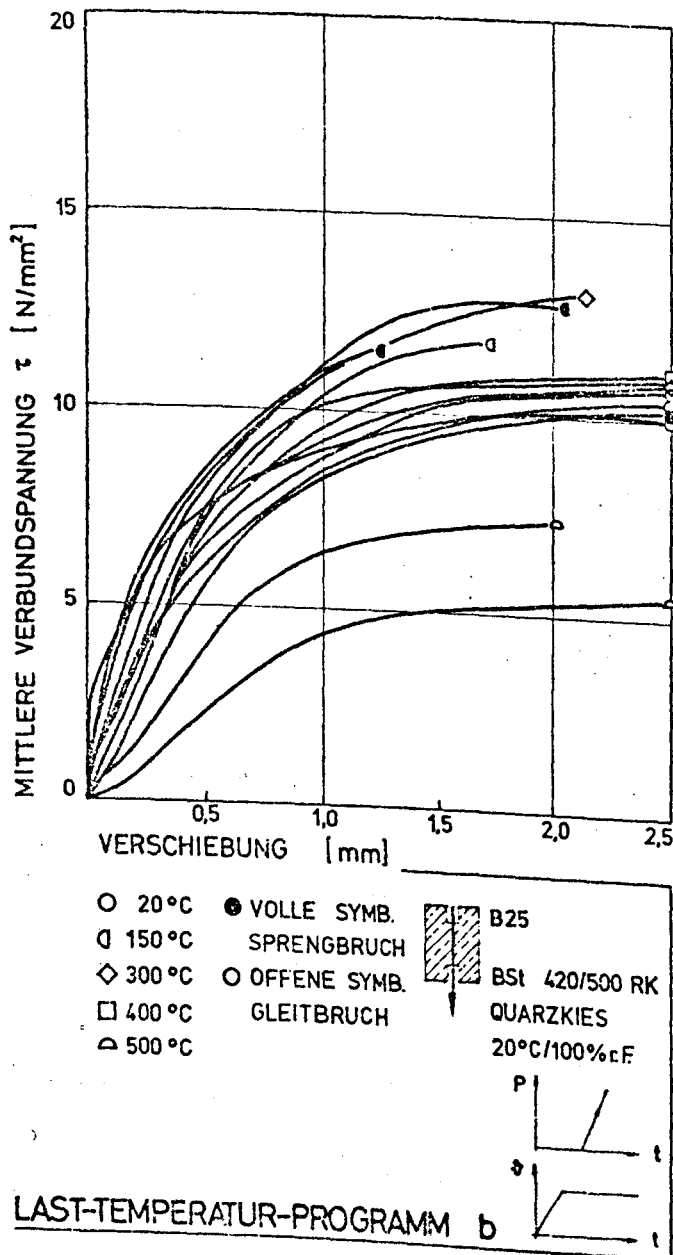
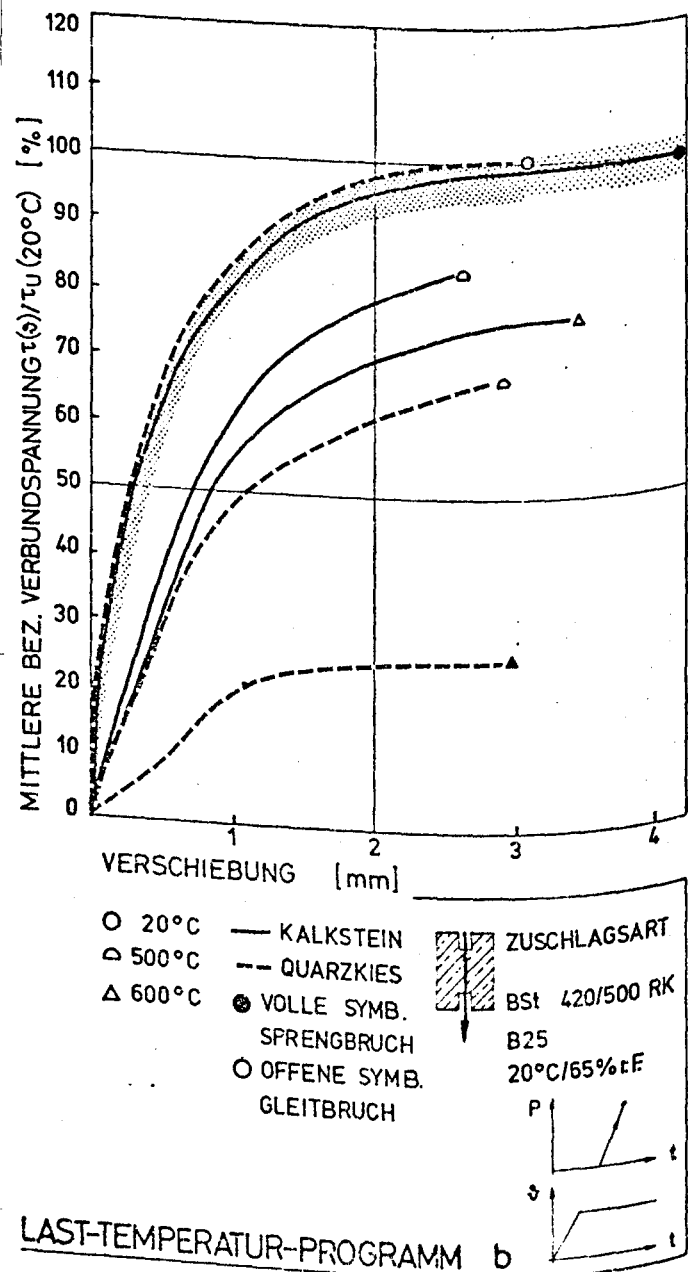


Abb. 3.3

Temperaturabhängiges Last-Verschiebungsverhalten von wassergelager-tem Quarzkiesbeton B 25 und Betonstahl III K  $\varnothing$  16 mm

Abb. 3.4

Einfluß der Zuschlagsart auf das temperaturabhängige Last-Verschiebungsverhalten von normalgelagerten Versuchskörpern der Betongüte B 25 und Betonstahl III K  $\varnothing$  16 mm



Dargestellt sind die mittleren Last-Verschiebungskurven aus jeweils mindestens 3 Versuchen. Die Spannungen wurden auf die Verbundbruchspannungen bei Raumtemperatur bezogen. Bis  $400^{\circ}\text{C}$  hat die Betonfeuchte keinen nennenswerten Einfluß auf das Last-Verschiebungsverhalten. Es treten jedoch beim normalgelagerten Quarzkiesbeton bei gleicher Verbundspannung insgesamt geringe Verschiebungen, auch beim Versagen, auf. Die geringsten Bruchverschiebungen (2 mm) weisen die  $150^{\circ}\text{C}$ -Versuche auf.

Ab rd.  $500^{\circ}\text{C}$  tritt ein deutlicher Abfall der Verbundfestigkeit ein, der bei wassergelagerten Versuchskörpern mit größeren Verschiebungen verbunden ist. Bei  $600^{\circ}\text{C}$  zeigen normal- und wassergelagerte Versuchskörper ein nahezu gleiches Last-Verschiebungsverhalten; die Normalgelagerten versagen jedoch früher infolge Sprengbruch.

Auf Kalksteinbeton B 25 hat die Wasserlagerung einen festigkeitssteigernden Einfluß (Abb. 3.6). Hier liegen die Versagenslasten der auf  $500^{\circ}\text{C}$  aufgeheizten Versuchskörper noch um 15 % über den Vergleichswerten bei Raumtemperatur. Noch bei  $600^{\circ}\text{C}$  erreichen wassergelagerte Kalksteinbetone bis zu 80 % der Verbundbruchspannung bei Raumtemperatur. Die normalgelagerten Kalksteinbetone haben bis  $400^{\circ}\text{C}$  ein nahezu gleiches Last-Verschiebungsverhalten (s. Streuband). Ab  $500^{\circ}\text{C}$  ist hier eine Erweichung der Verbundfestigkeit festzustellen.

Auch beim Quarzkiesbeton B 55 führt die Wasserlagerung zu einer Steigerung der Verbundfestigkeit. Jedoch versagen diese Versuchskörper früher durch Sprengbruch und erreichen somit nicht so hohe Verbundbruchspannungen wie die normalgelagerten Versuchskörper.

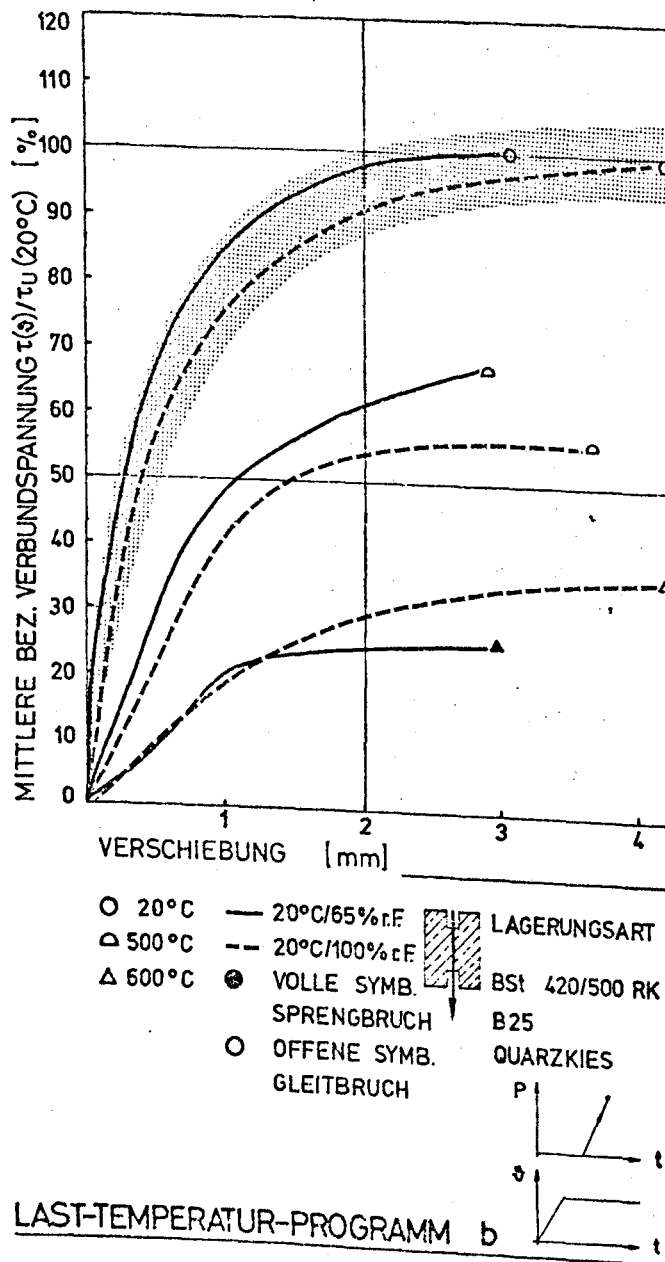
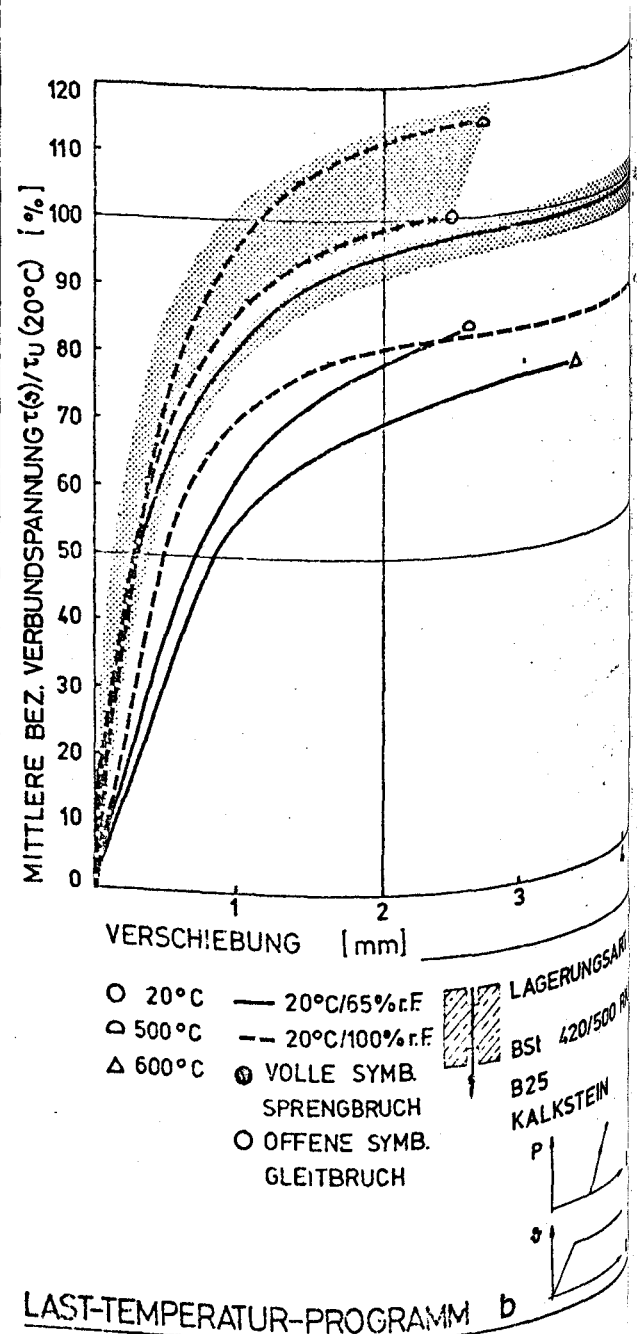


Abb. 3.5

Einfluß der Lagerungsart auf das temperaturabhängige Last-Verschiebungsverhalten von Quarzkiesbeton B 25 und Betonstahl III K Ø 16 mm

Abb. 3.6

Einfluß der Lagerungsart auf das temperaturabhängige Last-Verschiebungsverhalten von Kalksteinbeton B 25 und Betonstahl III K Ø 16 mm





### 3.2.4 Einfluß der Betongüte

Untersucht wurden Quarzkiesbetone mit einer hohen (B 55) und mit einer niedrigen (B 25) Betonfestigkeit. Die Ergebnisse sind für wassergelagerte Betone in Abb. 3.7 dargestellt.

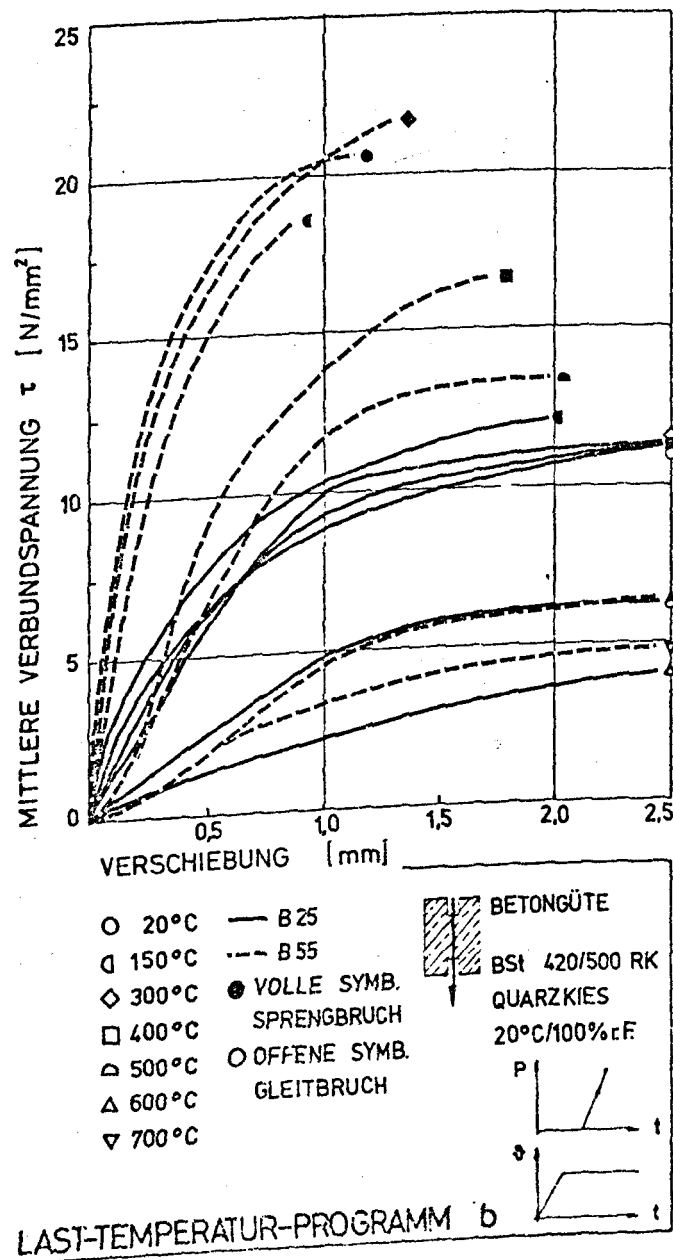


Abb. 3.7 Einfluß der Betongüte auf das temperaturabhängige Last-Verschiebungsverhalten von wassergelagerten Quarzkiesbeton und Betonstahl III K Ø 16 mm

Die Verbundbruchspannungen bei Raumtemperatur sind beim B 55 um nahezu 100 % höher. Das Verhältnis der Verbundbruchspannung bei Raumtemperatur  $\tau_u$  ( $20^\circ\text{C}$ ) zur Würfeldruckfestigkeit  $\beta_w$  ist bei beiden Betonen nahezu gleich. (B 25:  $\tau_u$  ( $20^\circ\text{C}$ )/ $\beta_w = 0,37$ ; B 55:  $\tau_u$  ( $20^\circ\text{C}$ )/ $\beta_w = 0,35$ ).

Die Steifigkeit des Verbundes ist beim B 55 erwartungsgemäß größer; damit verbunden sind auch geringere Verschiebungen beim Versagen. Als Versagensart überwiegt der Sprengbruch. Im Gegensatz zum B 25 verringert sich die Festigkeit des Verbundes beim B 55 schon ab  $400^\circ\text{C}$ . Bei  $500^\circ\text{C}$  ist die Verbundbruchspannung jedoch immer noch größer als die des B 25 bei Raumtemperatur. Ab rd.  $600^\circ\text{C}$  übt die Betongüte nur noch einen geringen Einfluß auf das Last-Verschiebungsverhalten aus. Der B 55 zeigt bei  $600^\circ\text{C}$  nahezu das gleiche Last-Verschiebungsverhalten wie der B 25 bei  $500^\circ\text{C}$ .

### 3.2.5 Verbundbruchspannung unter konstanter Temperaturbeanspruchung (Last-Temperaturprogramm b)

Aus den dargestellten Versuchsergebnissen kann zusammenfassend festgestellt werden (s. Abb. 3.8): Die in Ausziehversuchen unter stationärer Temperaturbeanspruchung erreichten Verbundbruchspannungen der normalgelagerten Versuchskörper liegen insgesamt bis  $450^\circ\text{C}$  unter denen der wassergelagerten. Im Temperaturbereich von  $100^\circ\text{C}$  bis  $200^\circ\text{C}$  werden mit Quarzkiesbetonen geringere Verbundbruchspannungen erreicht als bei Raumtemperatur. Die Verbundfestigkeit steigt jedoch wieder und erreicht bei rd.  $300^\circ\text{C}$  ein neues Maximum (B 55:  $\tau_u$  ( $300^\circ\text{C}$ ) =  $0,85 \cdot \tau_u$  ( $20^\circ\text{C}$ )).

Eine Ausnahme bilden die wassergelagerten Quarzkiesbetone niedriger Festigkeit, die im Bereich bis rd.  $400^\circ\text{C}$  sogar eine Verfestigung aufweisen. Diese beträgt bei  $200^\circ\text{C}$  rd. 10 % der Ausgangsfestigkeit. Bis  $600^\circ\text{C}$  fällt dann bei allen Betonen mit quarzitischen Zuschlägen die Verbundfestigkeit auf rd.  $0,25 \tau_u$  ( $20^\circ\text{C}$ ) ab. Dieses Verhalten von Quarzkies-

betonen entspricht dem der Betondruckfestigkeit nach einer Temperatureinwirkung [8, 10].

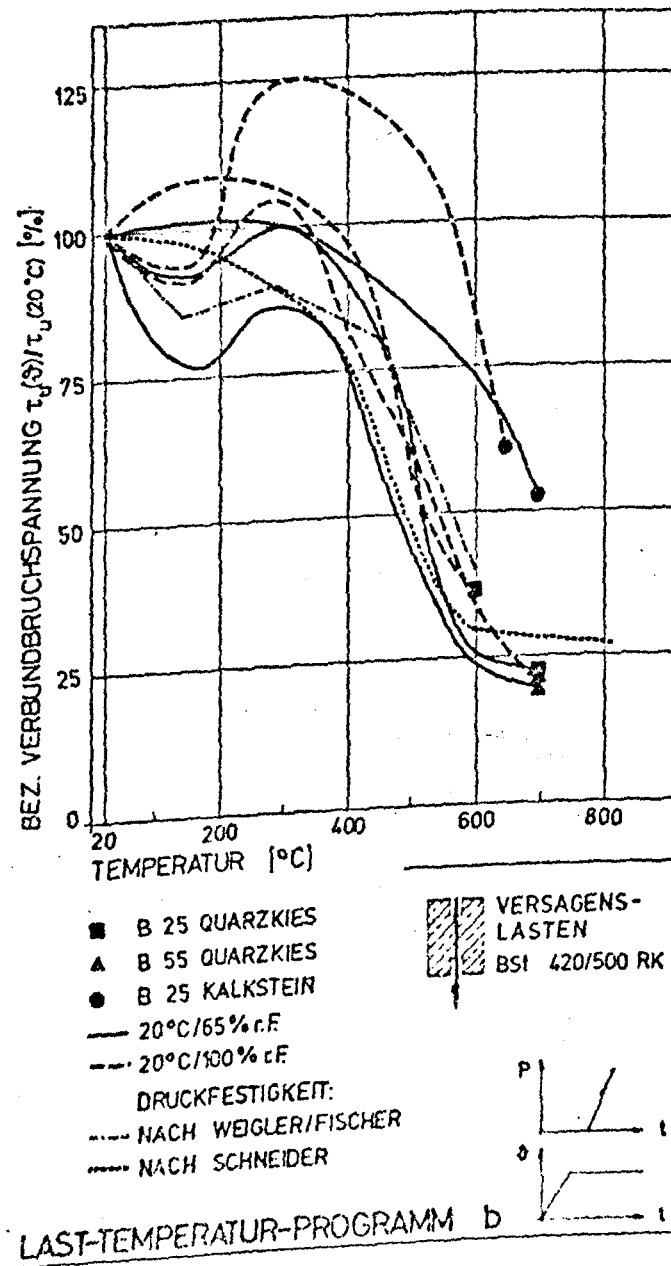


Abb. 3.8 Vergleich der bezogenen Verbundbruchspannungen in Abhängigkeit von der Temperatur

Normalgelagerter Kalksteinbeton weist bis  $300^{\circ}\text{C}$  keinen Verlust an Verbundfestigkeit auf. Bei  $700^{\circ}\text{C}$  sind noch rd. 50 % der Ausgangsfestigkeit vorhanden. Wassergelagerter Kalksteinbeton dagegen zeigt bis  $150^{\circ}\text{C}$  einen ähnlichen Festigkeitsabfall wie Quarzkiesbeton. Bei einer Temperatureinwirkung über  $200^{\circ}\text{C}$  tritt jedoch eine Verfestigung ein, die bei  $300^{\circ}\text{C}$  rd. 25 % über der Ausgangsfestigkeit liegt. Diesem Phänomen werden wir durch zusätzliche Versuche nachgehen. Noch bei  $500^{\circ}\text{C}$  sind die Verbundbruchspannungen größer als bei Raumtemperatur. Bei  $700^{\circ}\text{C}$  ist kein Unterschied aus der Lagerungsart mehr zu erkennen.

### 3.3 Lastabhängiges Verschiebungsverhalten unter linear steigender Temperaturbeanspruchung (Temperaturgeschichte a)

#### 3.3.1 Allgemeines

Bei den Versuchsergebnissen von Abb. 3.9 wurden die Versuchskörper bei Raumtemperaturen vorbelastet und dann bei konstanter Vorlast bis zum Versagen aufgeheizt. Die jeweils gewählte Vorlast  $P$  wurde als Prozentsatz der Versagenslast  $P_{Um}$  ( $20^{\circ}\text{C}$ )  $\hat{=}$   $P_0$  der Ausziehversuche bei Raumtemperatur eingestellt.

Aufgrund der großen Streuung bei hoher Vorlast wurde ab einer Vorlast von  $0,5 P_0$  die Last in  $0,1 P_0$ -Schritten bis zu max.  $0,7 P_0$  gesteigert. Die Verschiebung ist dabei um jenen Anteil zwischen Beton und Stahl reduziert, der sich allein aus der lastfreien Aufheizung des Versuchskörpers ergibt (s. gestrichelte Kurve in Abb. 3.8). Die dargestellten Verschiebungen sind als nur durch die Last verursacht anzusehen. Für jedes Vorlastniveau kann aus der Darstellung die zugehörige Versagenstemperatur abgelesen werden.

Der Verlauf der Verschiebungskurven mit einer Vorlast  $P \leq 0,6 P_{Um}$  ( $20^{\circ}\text{C}$ ) läßt sich in drei Bereiche einteilen. Der erste Bereich bis max.  $100^{\circ}\text{C}$  ist gekennzeichnet durch eine

anfänglich starke Verschiebungszunahme, die um so ausgeprägter ist, je höher die Vorlast gewählt wurde. Ab  $\sim 100^{\circ}\text{C}$  schließt ein Bereich mit geringerer Verschiebungszunahme an. Es tritt also eine Verfestigung des Verbundes ein. Im dritten Bereich, dessen Beginn von der Vorlast abhängt, nimmt die Endverschiebung des Stabes ständig zu, bis entweder die Betonschale abgesprengt wird (Sprengbruch) oder der Stab bei fallender Last herausgezogen wird (Gleitbruch). Das Lastsymbol am Ende einer Kurve kennzeichnet diesen Versagenspunkt.

Mit steigender Temperatur ab rd.  $100^{\circ}\text{C}$  nimmt die Verschiebung häufig in kleinen Verschiebungssprüngen zu. Wodurch dies verursacht wird, ist in Anbetracht des unsystematischen Verhaltens noch nicht erklärbar.

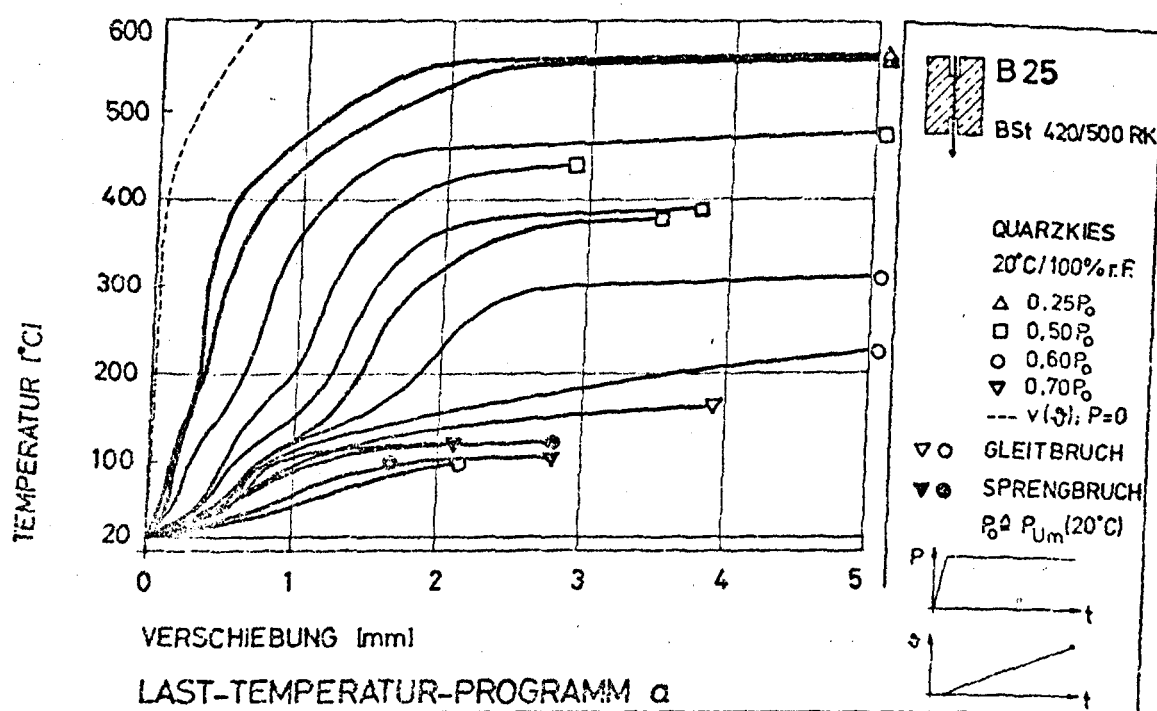


Abb. 3.9 Lastabhängiges Verschiebungsverhalten unter linear ansteigenden Temperaturen von wassergelagertem Quarzkiesbeton B 25 und Betonstahl III K  $\varnothing$  16 mm

Aus Abb. 3.9 ist zu entnehmen, daß mit steigender Vorlast die Endverschiebungen beim Versagen geringer werden. Die hier vorherrschende Versagensart ist der Sprengbruch.

### 3.3.2 Einfluß der Lagerungsart auf das lastabhängige Verschiebungsverhalten

Für die Untersuchungen des Einflusses der Betonfeuchte auf das Verschiebungsverhalten bei instationärer Temperaturbeanspruchung wurde ein Teil der Serien bei  $20^{\circ}\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ , der andere bei  $20^{\circ}\text{C}/100\% \text{ r.F.}$  gelagert. Der Einfluß der Betonfeuchte ist für den B 25 mit quarzitischem Zuschlag in Abb. 3.10 dargestellt.

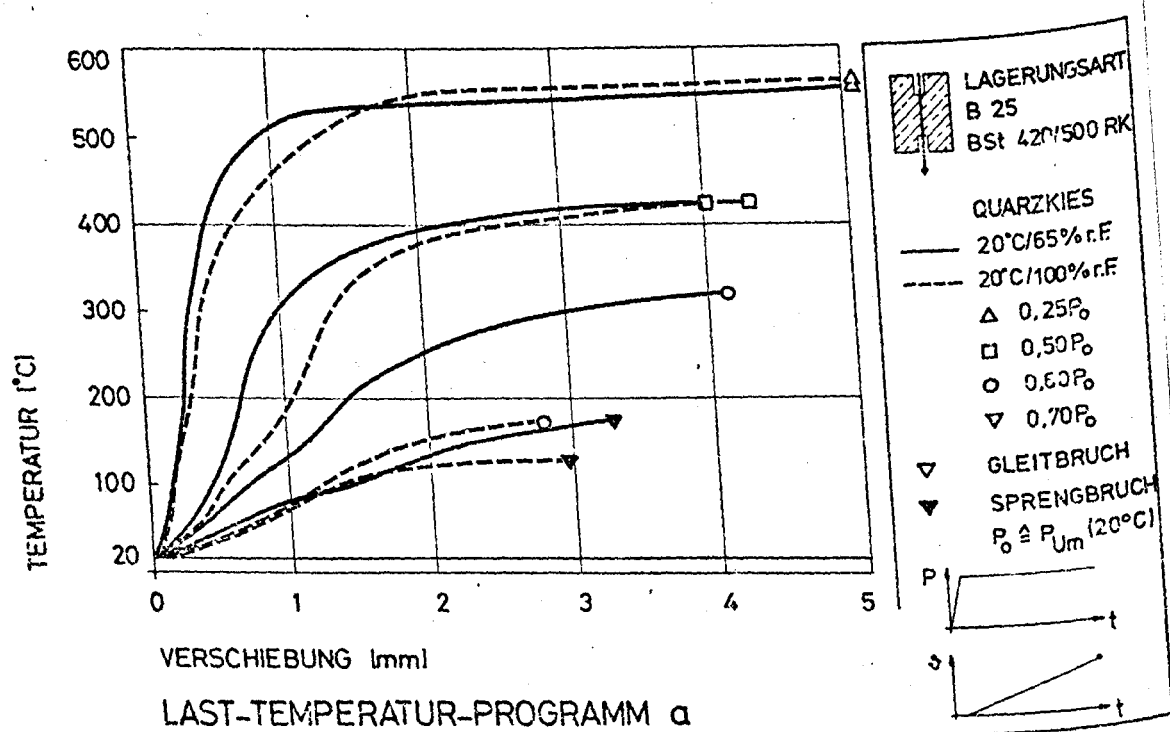


Abb. 3.10 Einfluß der Lagerungsart auf das lastabhängige Temperatur-Verschiebungsverhalten von Quarzkiesbeton B 25 und Betonstahl III K  $\varnothing$  16 mm

Erwartungsgemäß übt die Betonfeuchte ab einer Temperatur von rd.  $400^{\circ}\text{C}$  keinen deutlichen Einfluß auf das Verschiebungsverhalten aus, da bis dahin der größte Anteil des Porenwassers ausgetrieben ist. Unter  $400^{\circ}\text{C}$  ergeben sich bei gleicher Temperatur für die nassen Versuchskörper größere Verschiebungen. Diese sind um so größer, je höher die Vorlast gewählt wurde. Auf den als ersten Bereich (bis  $\sim 100^{\circ}\text{C}$ ) bezeichneten Verschiebungsabschnitt hat die Betonfeuchte keinen nennenswerten Einfluß. Die Verschiebungsunterschiede sind überwiegend auf den Bereich zwischen  $100^{\circ}\text{C}$  und  $400^{\circ}\text{C}$  beschränkt. Während die Verschiebungen der mit  $0,25 P_0$  belasteten Körper sich nur geringfügig von den wassergelagerten unterscheiden, bewirkt die hohe Feuchte bei den mit  $P = 0,5 P_0$  belasteten Körpern eine große Verschiebungszunahme.

Den größten Einfluß hat die Betonfeuchte auf die mit  $0,6 P_0$  belasteten Versuchskörper, deren Versagenstemperaturen im Bereich zwischen  $100^{\circ}\text{C}$  und  $400^{\circ}\text{C}$  liegen. Die hohe Betonfeuchte bewirkt hier eine stärkere Streuung der Versuchsergebnisse, wobei bei niedrigeren Versagenstemperaturen Sprengbrüche überwiegen.

Auf den hochfesten Beton B 55 hat die Wasserlagerung keinen nachteiligen Einfluß wie bei B 25 (s. Abb. 3.11). Hier erreichen die wassergelagerten Versuchskörper höhere Versagenstemperaturen. Insgesamt sind in der zweiten Verschiebungsphase ab  $100^{\circ}\text{C}$  geringere Verschiebungszuwächse zu verzeichnen. Die Verschiebung zum Zeitpunkt des Versagens ist jedoch größtenteils geringer.

### 3.3.3 Einfluß der Zuschlagsart

Die Betonzuschläge der Hauptuntersuchung waren quarzitischen Ursprungs. Durch eine Nebenuntersuchung wurde der Einfluß von Kalksteinzuschlägen auf das Verbundverhalten untersucht. Abb. 3.12. zeigt die Ergebnisse.

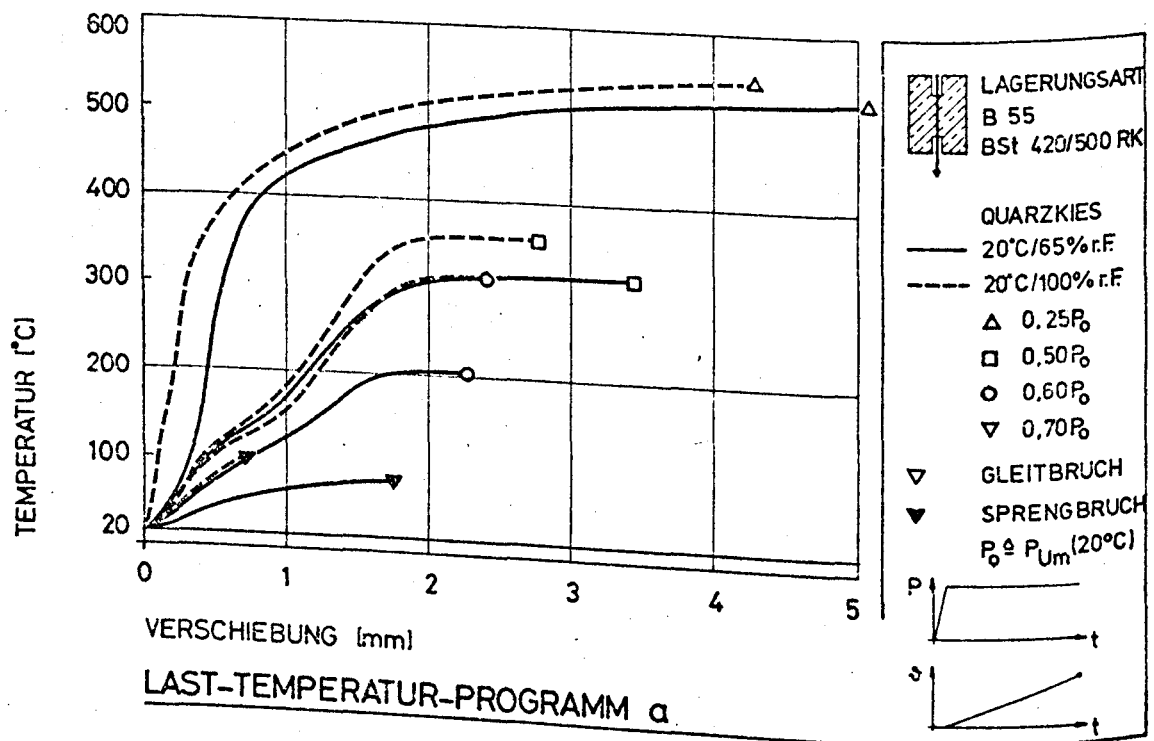


Abb. 3.11 Einfluß der Lagerungsart auf das lastabhängige Temperatur-Verschiebungsverhalten von Quarzkiesbeton B 55 und Betonstahl III K Ø 16 mm

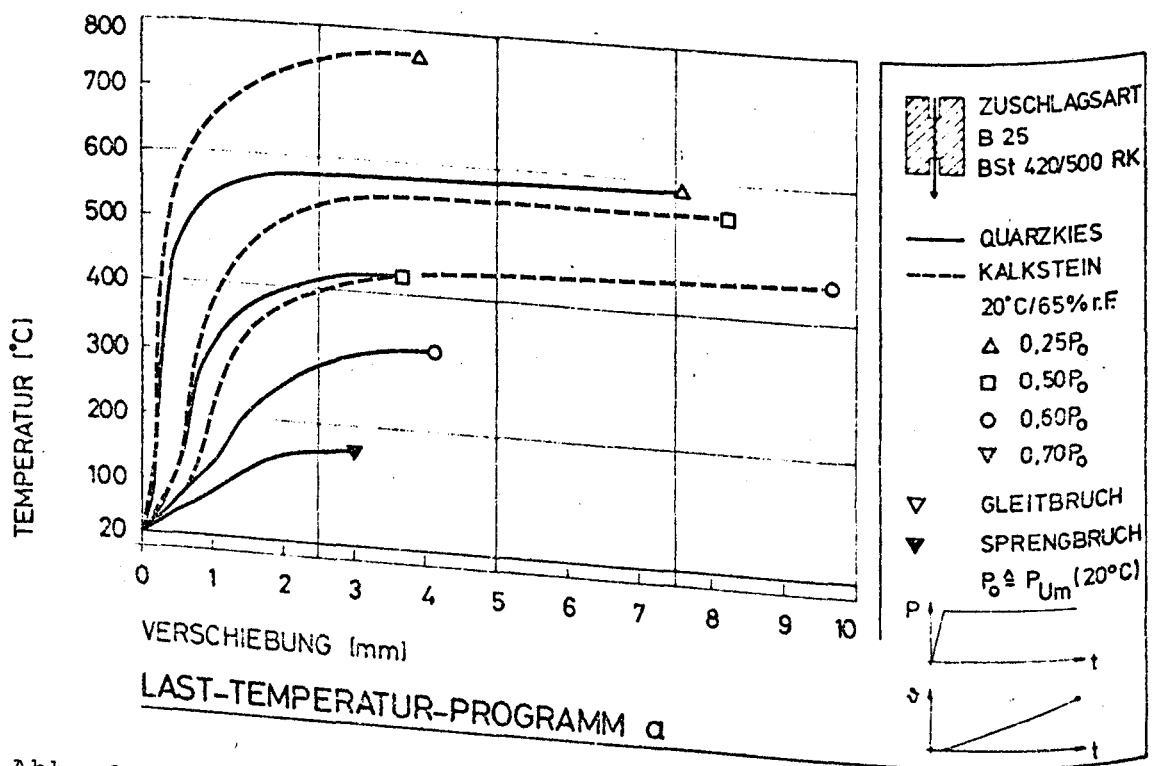


Abb. 3.12 Einfluß der Zuschlagsart auf das lastabhängige Temperatur-Verschiebungsverhalten von normalgelagerten Versuchskörpern der Betongüte B 25 und Betonstahl III K Ø 16 mm



Es ist festzustellen, daß die Versuchskörper aus Beton mit Kalksteinzuschlag bei gleicher Vorlast höhere Versagenstemperaturen erreichen und dabei größere Versagensverschiebungen aufweisen. Die mit  $0,25 P_0$  vorbelasteten Versuchskörper aus Kalksteinbeton versagten durch Stahlbruch.

Bei dem Kalksteinbeton ist im zweiten Bereich zwischen  $100^{\circ}\text{C}$  und  $400^{\circ}\text{C}$  nur eine geringe Verschiebungszunahme bei Steigerung der Temperatur zu verzeichnen. Dieses Verhalten kann wie folgt erklärt werden: Beton mit Kalksteinzuschlag erfährt durch erhöhte Temperaturen einen geringeren Verlust an Druck- und Zugfestigkeit (s. Abschn. 3.5) als Beton mit Quarzkies.

#### 3.3.4 Einfluß der Betongüte

Der Einfluß der Betongüte wurde mit zwei weit auseinanderliegenden Betonfestigkeiten, B 25 und B 55, untersucht (vgl. Tab. 2.6). Die Versuchsbetone wiesen bei annähernd gleicher Sieblinie der Zuschläge unterschiedliche Zementgehalte und Wasserzementwerte auf.

Der Einfluß der Betongüte auf die temperaturabhängigen Verschiebungen der vorbelasteten Versuchskörper ist in Abb.

3.13 dargestellt.

Anhand des Diagramms wird deutlich:

- 1.) Die Versagenstemperaturen sind beim hochfesten Beton insgesamt niedriger. Diese Feststellung ist auch in [5] anhand von Kriechversuchen getroffen worden.
- 2.) Beim Beton B 55 treten im zweiten Bereich ( $\vartheta > 100^{\circ}\text{C}$ ) stärkere Verschiebungen auf als beim Beton B 25. Diese Beobachtung steht im Einklang mit [5], wonach ein zementsteinreicherer Beton unter Hochtemperatur ein stärkeres instationäres Kriechen aufweist, als ein zementärmerer, niederfester Beton.

3.) Ab einer Vorlast von  $0,6 P_0$  überwiegt beim B 55 der Sprengbruch als Versagensart; dies führt insgesamt zu geringeren Verschiebungen beim Versagen.

Bei Belastung der Versuchskörper mit  $0,25 P_0$  ergeben sich für beide Betone nahezu gleiche temperaturabhängige Verschiebungsverläufe.

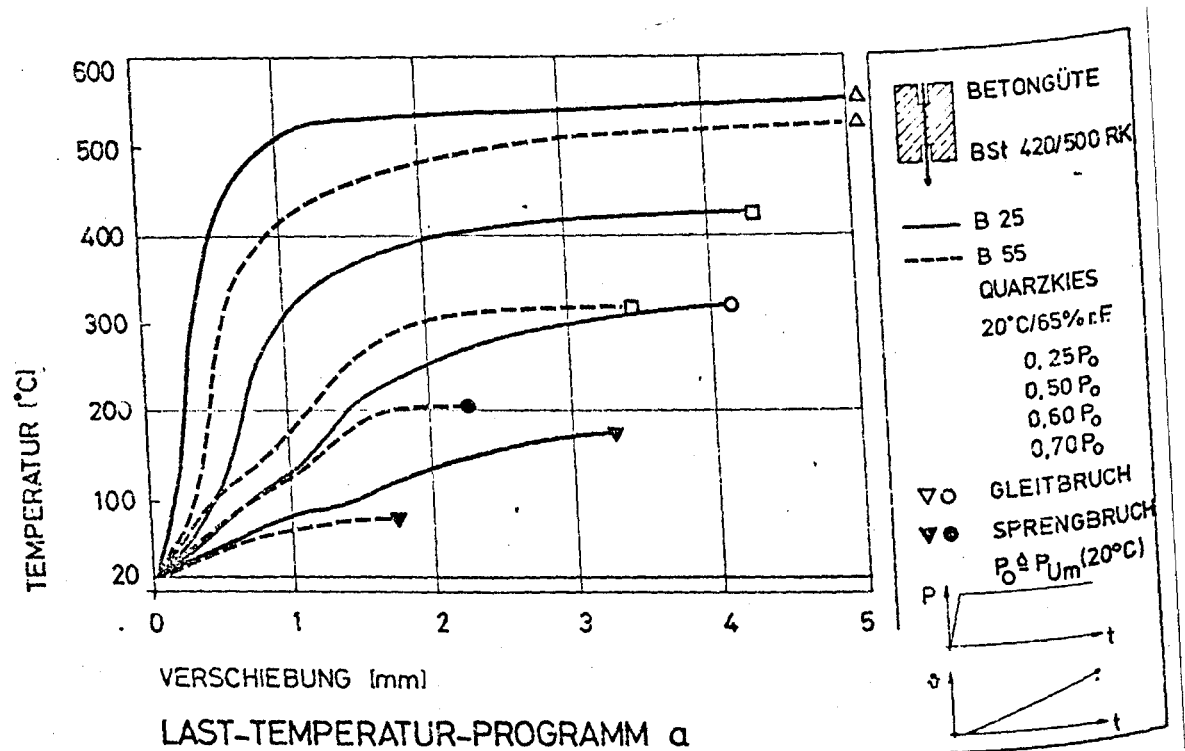


Abb. 3.13 Einfluß der Betongüte auf das lastabhängige Temperatur-Verschiebungsverhalten von normal-gelagertem Quarzkiesbeton und Betonstahl III K  $\varnothing$  16 mm.

### 3.3.5 Versagenstemperaturen bei konstanter Vorlast (Last-temperaturprogramm a)

Aus den Versuchsergebnissen kann zusammenfassend festgestellt werden (s. Abb. 3.14): Kalksteinbetone erreichen bei gleicher Vorlast insgesamt höhere Versagenstemperaturen als Quarzkiesbetone. Mit abnehmender Last steigt die erreichbare Temperatur nahezu linear an. Ab  $P \leq 0,25 P_0$

tritt das Versagen durch Stahlfließen ein. Wassergelagerte Kalksteinbetone erreichen geringere Versagenstemperaturen.

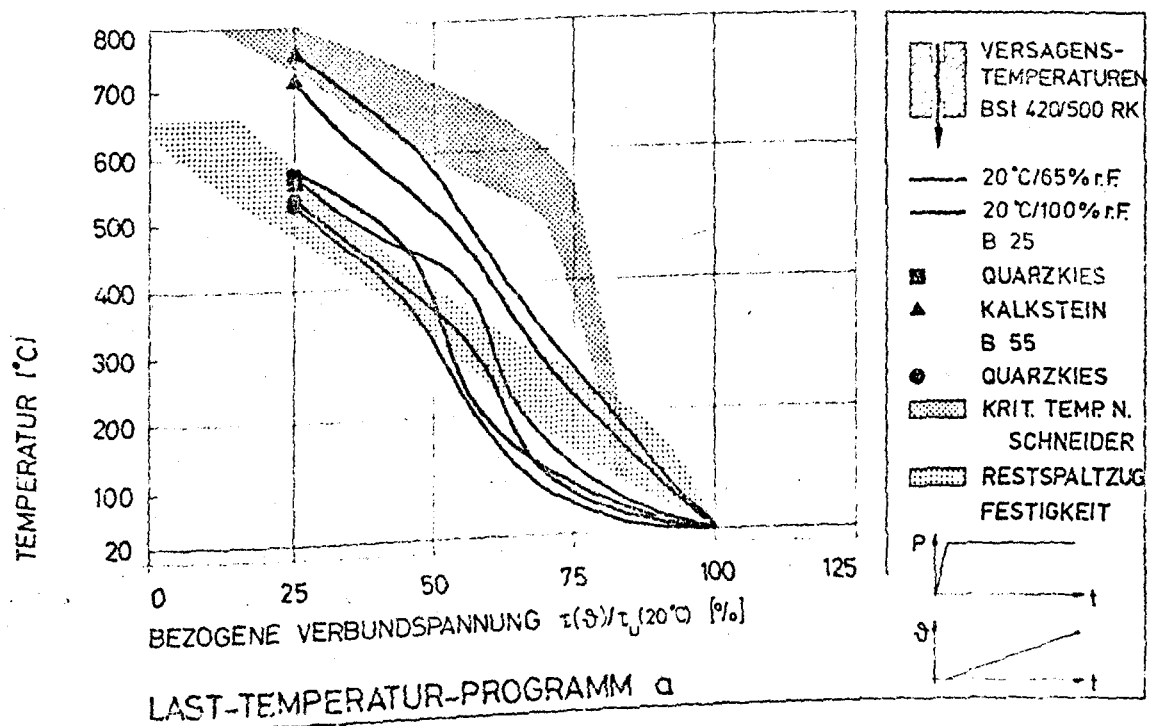


Abb. 3.14 Vergleich der Versagenstemperaturen in Abhängigkeit von der Belastung

Die Versagenstemperaturen nehmen bei Quarzkiesbetonen ab  $P \geq 0,50 P_0$  sehr stark ab. Bei Vorlasten von  $0,70 P_0$  werden Versagenstemperaturen von nur rd.  $150^\circ\text{C}$  erreicht.

In Abschnitt 3.2.5 wurde gezeigt, daß bei der 'kurzzeitigen' Beanspruchung des Verbundes gemäß L-T-P b) die temperaturabhängige Verbundbruchfestigkeit mit der Betondruckfestigkeit nach einer Temperaturbeanspruchung zusammenzuhängen scheint.

Bei der dauernd wirkenden Beanspruchung gemäß L-T-P a) ist der Bezug zu den kritischen Temperaturen bei gleichzeitig wirkenden Betondruckspannungen nicht ersichtlich [9]. Hier scheint vielmehr die Spaltzugfestigkeit das Versagen zu bestimmen.

Die Ursache hierfür kann zum Teil in den sich addierenden Ringzugspannungen aus Temperaturunterschieden Betonmantel/Verbundzone und aus der Vorlast gesehen werden, die zu einem früheren Versagen führen. Wir vermuten außerdem, daß bei Vorlasten  $P \geq 0,6 P_0$  das Verbundkriechen einen zusätzlich schädigenden Einfluß ausübt und somit geringere Versagenstemperaturen erreicht werden.

### 3.4 Versagenstemperaturen nach unterschiedlicher Last-Temperaturgeschichte (Vergleich von L-T-P a und L-T-P b)

In der Abb. 3.15 sind die Mittelwertkurven der temperaturabhängigen Versagenslasten des Last-Temperatur-Programms b denen der lastabhängigen Versagenstemperaturen des Last-Temperaturprogramms a gegenübergestellt. Die Verbundbruchspannungen sind auf die Werte bei Raumtemperatur bezogen.

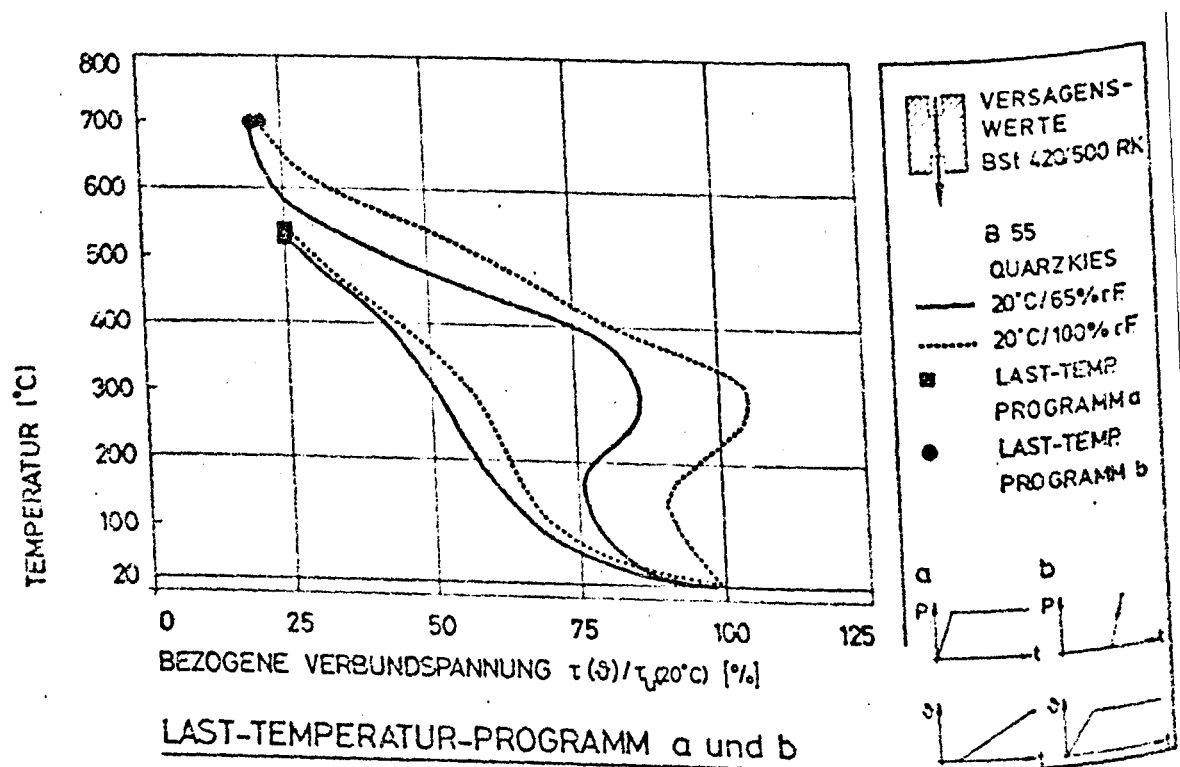


Abb. 3.15 Gegenüberstellung der Versagenslasten und der Versagenstemperaturen aus den beiden Last-Temperaturprogrammen

Aus der Gegenüberstellung wird der Einfluß einer konstanten Vorlast auf das Verbundversagen bei linearer Aufheizung besonders deutlich.

Generell ist festzustellen, daß die Verbundbruchspannung im Ausziehversuch mit  $\vartheta = \text{const}(\text{L-T-P b})$  bedeutend höher liegt als die dauernd wirkende Verbundspannung, die bei gleicher, jedoch linear ansteigender Temperatur (L-T-P a) zum Versagen führt.

Dies ist zurückzuführen auf:

- Zugspannungen infolge von Temperaturunterschieden zwischen Betonoberfläche des Versuchskörpers und Verbundzone aufgrund instationärer Temperatur des L-T-P a. Diese Wärmespannungen wirken in voller Höhe zusammen mit den Lastspannungen. Bei dem LTP b hingegen sind sie vor Belastung bereits verschwunden.
- Verbundkriechen, dessen Auswirkung auf das Verbundverhalten noch nicht geklärt ist, jedoch zu einer Erschöpfung der Verformungsfähigkeit beiträgt.

Einen bezogenen Vergleich zwischen der Bruchspannung der beiden Last-Temperaturgeschichten zeigt Abb. 3.16. Hierin wird das Verhältnis der Verbundbruchspannung aus Last-Temperaturprogramm b zur Verbundspannung aus Last-Temperaturprogramm a in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt:  $\tau(\vartheta_u)/\tau_u(\vartheta)$ .

Es wird deutlich, daß dieses Verhältnis bis rd.  $300^\circ\text{C}$  stetig abnimmt und daß die normal gelagerten Versuchskörper die wassersatten übertreffen. Diese Feststellung gilt für beide Betongüten und beide Zuschlagsarten.

Ab rd.  $300^\circ\text{C}$ - $400^\circ\text{C}$  erfahren die Betone mit Kalkstein als Zuschlag keine weitere Änderung des bei rd.  $400^\circ\text{C}$  vorhandenen Wertes des Verhältnisses. Die Betone mit Quarzkies zeigen ab rd.  $300^\circ\text{C}$ - $400^\circ\text{C}$  sogar ein Ansteigen des Verhältnisses.

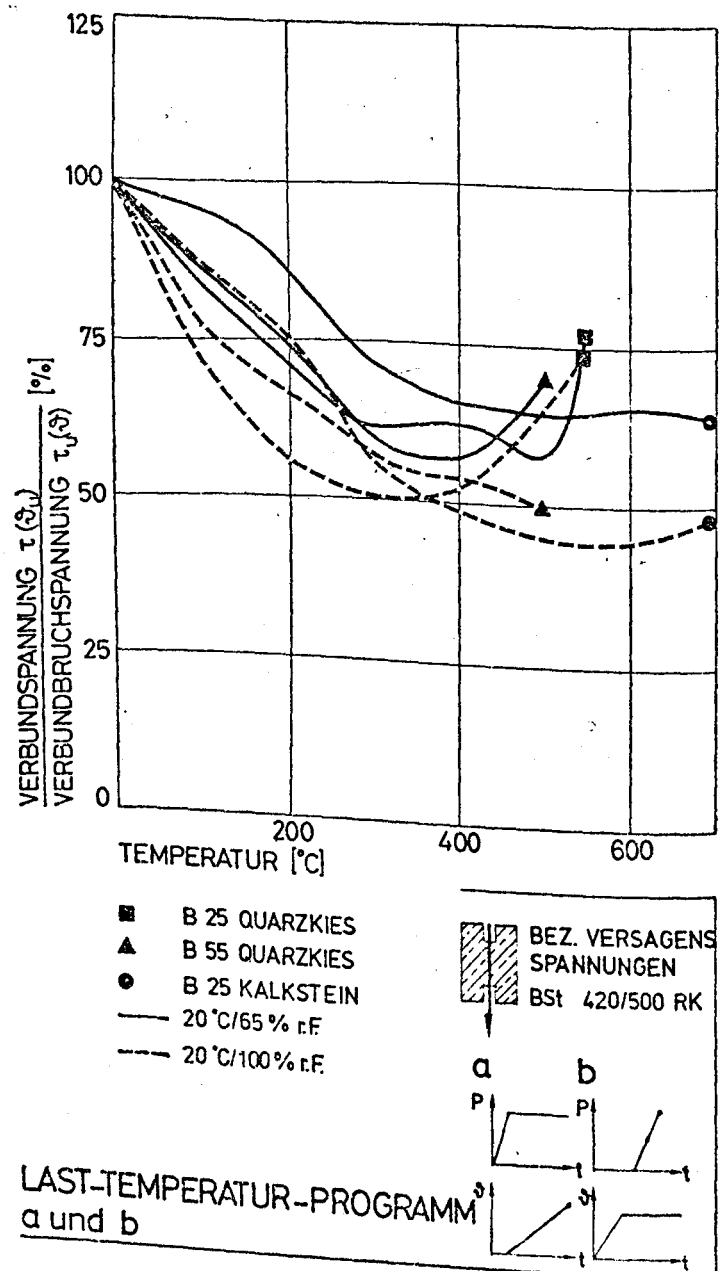


Abb. 3.16 Darstellung des Verhältnisses der Versagensspannungen aus den beiden Last-Temperatur-Programmen

Dieses Verhalten ist noch nicht schlüssig erklärbar. Wir vermuten jedoch, daß ab rd. 400 °C die schädigende Wirkung der instationären Wärmespannungen von L-T-P a) wegen Absinkens des E-Moduls geringer wird. Außerdem ist anzunehmen, daß auch der Einfluß des Verbundkriechens ab rd. 400 °C und den zugehörigen

Vorlasten  $P < 0,6 P_0$  kleiner wird als bei höheren Beanspruchungen. Diesen Vermutungen sollte in weiteren Versuchen nachgegangen werden, insbesondere um auch das unterschiedliche Verhalten des Kalksteinbetons zu klären.

### 3.5 Untersuchungsergebnisse der Restspaltzugfestigkeit

An den Ausziehkörpern, die durch Herausziehen des Stabes (Gleitbruch) versagten, wurde ein Spaltzugversuch vorgenommen. Diese vergleichende Untersuchung erlaubt die Abschätzung des temperatur- und lastbedingten Abfalles der Zugfestigkeit. Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 3.17 dargestellt.

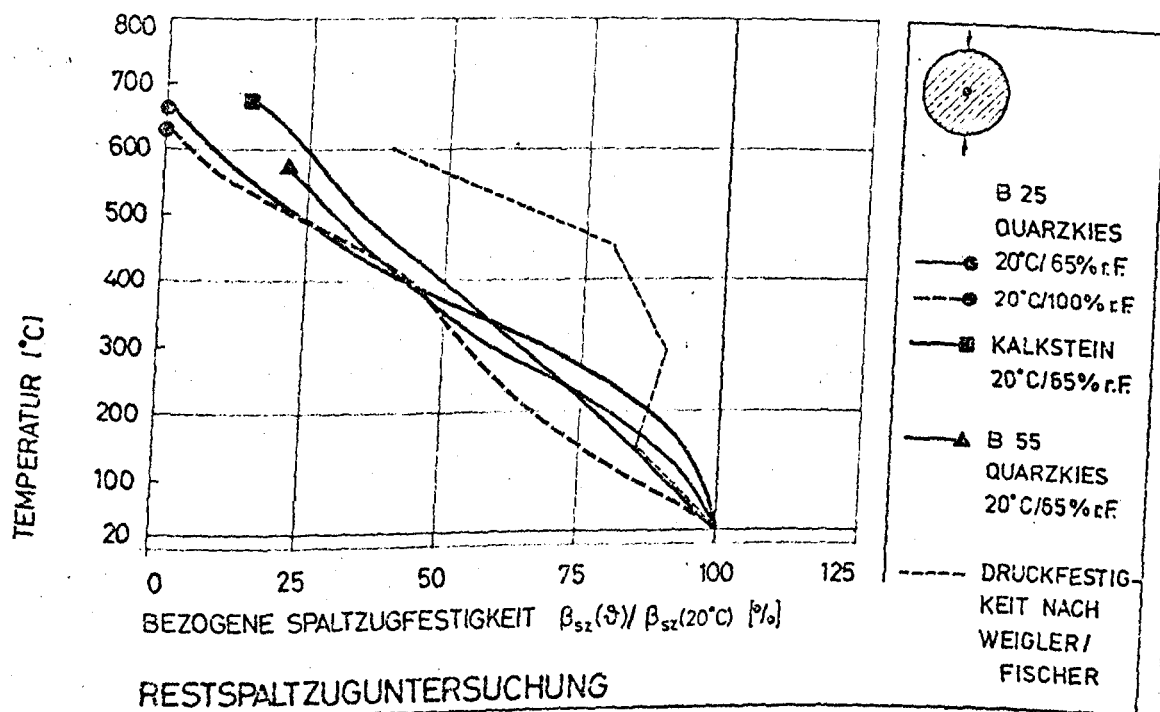


Abb. 3.17 Vergleich der Restspaltzugfestigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur

Die Spaltzugfestigkeiten nach einer Temperaturbeanspruchung wurden im Verhältnis zur Spaltzugfestigkeit bei Raumtemperatur aufgetragen. Aus der Darstellung ergibt sich:

- 1.) Die Spaltzugfestigkeit fällt nahezu linear mit steigen-  
der Temperatur ab.
- 2.) Die Betonfeuchte hat bis  $400^{\circ}\text{C}$  beim Quarzkiesbeton ei-  
nen festigkeitsmindernden Einfluß. Ab  $400^{\circ}\text{C}$  ist kein  
Unterschied der Zuschlagsart auf die Spaltzugfestigkeit  
zu erkennen.
- 3.) Auf die Spaltzugfestigkeit von Beton B 55 hat die Tem-  
peraturbeanspruchung einen größeren festigkeitsmindern-  
den Einfluß als auf Beton B 25; die bezogenen Spaltzug-  
festigkeiten sind bis  $300^{\circ}\text{C}$  um nahezu 10 % geringer.

Diese Untersuchungen können nur einen ersten Anhalt für den  
Verlauf der temperaturabhängigen Spaltzugfestigkeit geben.  
In Abb. 3.17 sind außerdem die bezogenen Restdruckfestig-  
keiten nach einer Temperaturbeanspruchung nach [8] eingetra-  
gen. Die Restspaltzugfestigkeit fällt mit steigender Tempe-  
ratur stärker ab.

### 3.6 Lichtmikroskopische Untersuchungen

Abb. 3.18 zeigt den Verbundbereich eines Versuchskörpers,  
der bei  $150^{\circ}\text{C}$  durch Spaltbruch versagte und der dem Last-  
Temperatur-Programm b unterworfen war. Die Ringzugspannungen  
infolge instationärer Temperatur und Last haben Längsrisse  
parallel zur Stabachse erzeugt.

In Abb. 3.19 ist ein Versuchskörper dargestellt, der jedoch  
bei einer Temperatur von  $530^{\circ}\text{C}$  durch Gleitbruch versagte.  
Nicht nur an den Querrippen sondern auch dazwischen sind  
zahlreiche normal zur Stabachse verlaufende Risse zu beob-  
achten. Die Struktur erscheint völlig zerrüttet.



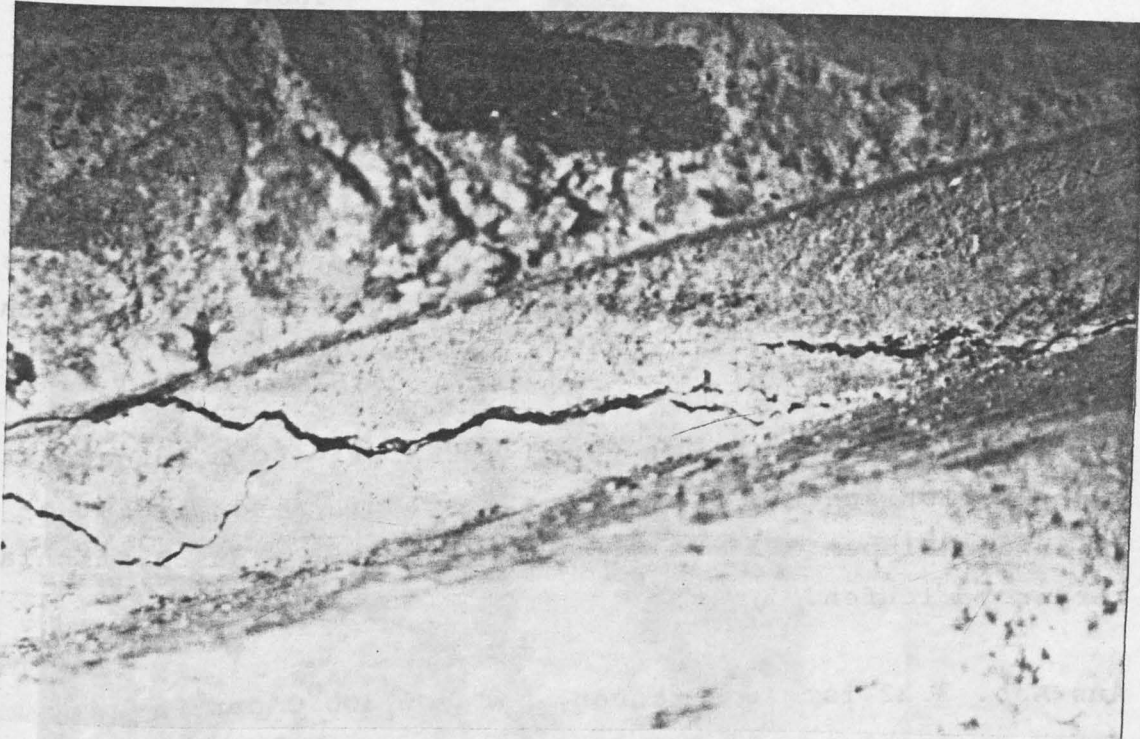


Abb. 3.18 Verbundzone nach einer Temperaturbeanspruchung von 150°C. (L-T-P a, Sprengbruch)

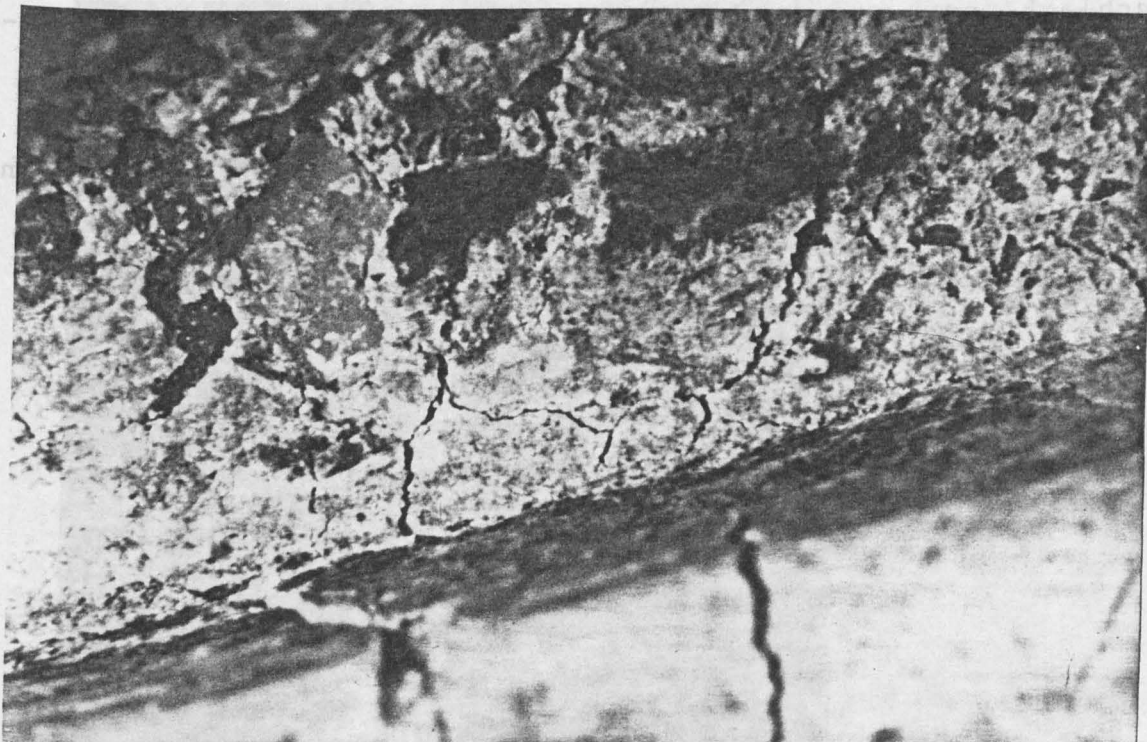


Abb. 3.19 Verbundzone nach einer Temperaturbeanspruchung von 530°C. (L-T-P b, Gleitbruch)

### 3.7 Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen

Die vier folgenden Abbildungen geben einen Überblick über die durch Temperatur allein verursachte Zerstörung des Verbundes (bzgl. Versuchskörper s. 2.6.3.4). Abb. 3.20 zeigt die Risse infolge Schwindens eines nicht erwärmten Versuchskörpers, die im Verbundbereich Stahl/Beton parallel zur Stabachse verlaufen.

Der Versuchskörper aus Abb. 3.21 wurde auf  $150^{\circ}\text{C}$  aufgeheizt. Charakteristisch für diese Temperaturstufe sind die im Bereich der Rippen auftretenden Risse, die auch durch Zuschlagkörner verlaufen.

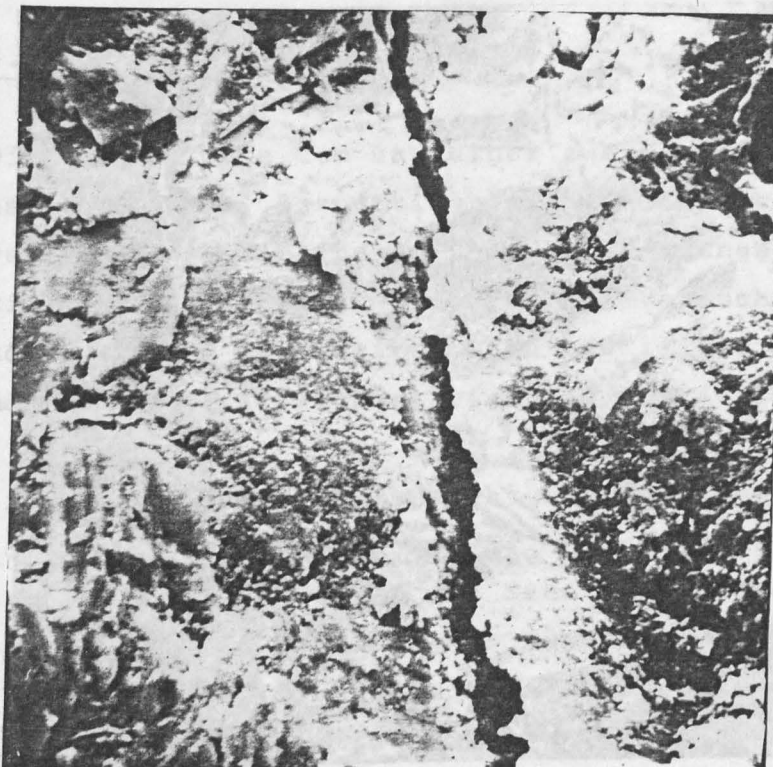
Aus Abb. 3.22 ist zu erkennen, daß bei  $300^{\circ}\text{C}$  der Verbund durch viele kleine Risse gestört ist, die über den gesamten Stabbereich verlaufen.

Abb. 3.23 zeigt den durch eine Temperatur von  $600^{\circ}\text{C}$  vollständig zerrütteten Beton; es kommt zum Aufplatzen von Zuschlagkörnern und zu Verschiebungen der gesamten Matrix normal zur Betonoberfläche.

Weitere Untersuchungen zur Klärung der Phänomene sind geplant.

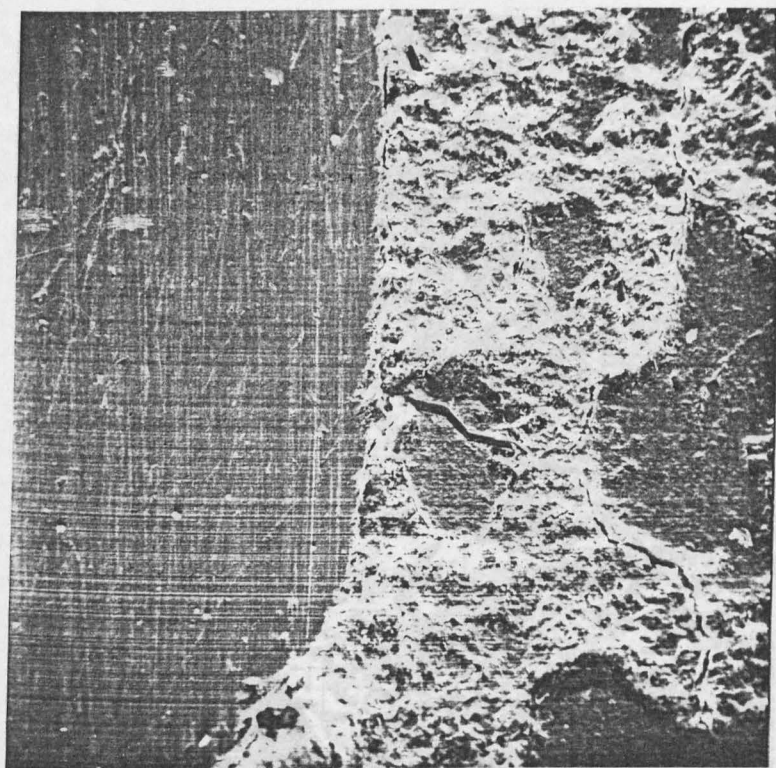
Stahl

Beton



100 µm

Abb. 3.20 Verbundzone ohne Aufheizung



0,1 mm

Abb. 3.21 Verbundzone nach Aufheizung auf 150°C



0,1 mm

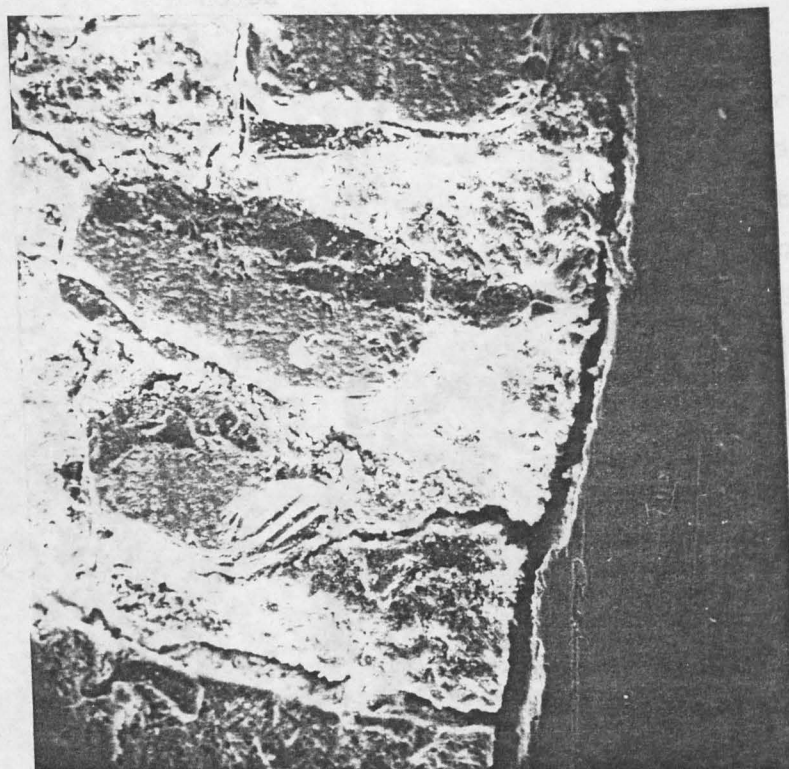


Abb. 3.22 Verbundzone nach Aufheizung auf 300°C

0,1 mm

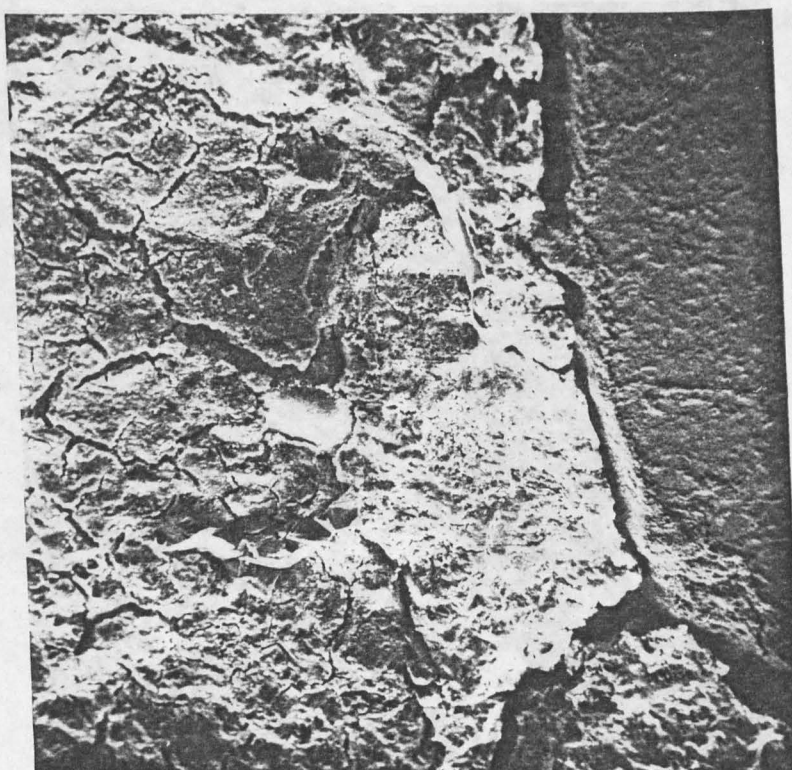


Abb. 3.23 Verbundzone nach Aufheizung auf 600°C

#### 4. Ausziehanlage II

Die DFG stimmte dem Bau einer zweiten Ausziehanlage zu, die es ermöglicht, exzentrische Ausziehversuche sowie Ausziehversuche an Stabgruppen und Übergreifungsstößen (Zug in zwei Richtungen) durchzuführen. Um die Versuchsleistung zu erhöhen, wurde ein zweiter Ofen bewilligt. Dadurch wird es möglich, die Versuchseinrichtung kontinuierlich zu nutzen.

Die Ausziehanlage II besteht i.w. aus den gleichen Bauhauptkomponenten wie die unter 2.2 beschriebene Versuchseinrichtung. Jedoch ist durch den Einsatz von zwei Öfen ein sehr zügiger Betrieb möglich, da während der Abkühlphase des einen Ofens ein Versuch im anderen Ofen durchgeführt werden kann. Eine systematische Darstellung der Versuchsanlage zeigt Abb. 4.1

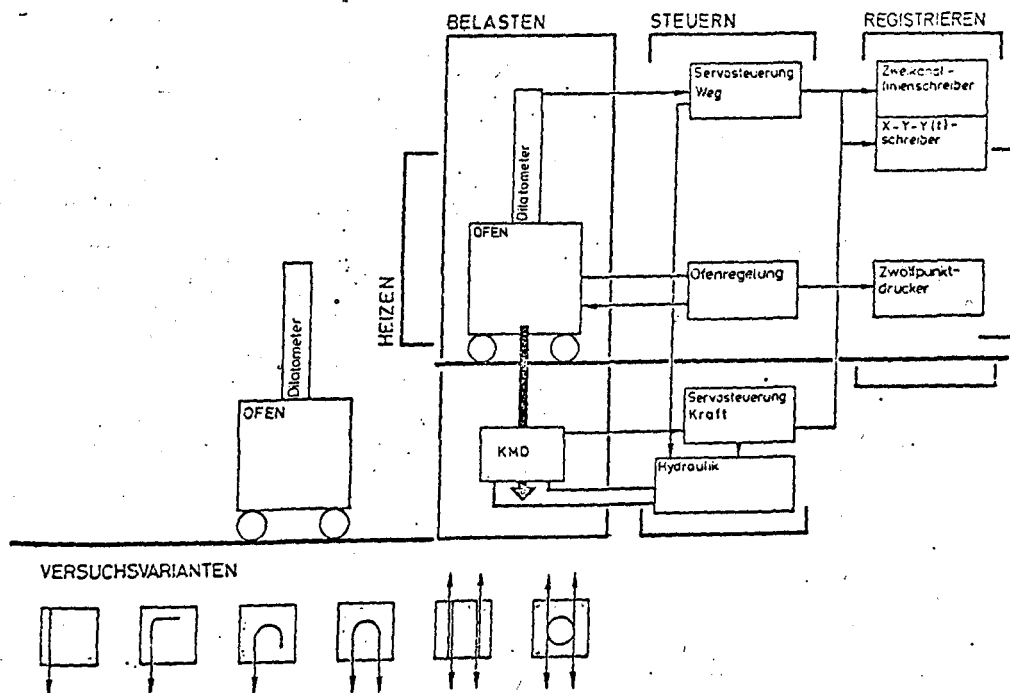


Abb. 4.1 Schematische Darstellung der Ausziehanlage II

Die Kraft- und Regeleinheit erlaubt es, kraft- und weggesteuerte Versuche durchzuführen. Belastungsgeschwindigkeiten und Laststufen können frei vorgewählt werden. Durch die Rahmenkonstruktion ist es möglich, sowohl Druck- als auch Zugkräfte auf den Versuchskörper aufzubringen (Abb. 4.2, 4.3).

Die Öfen entsprechen vom Aufbau her dem unter 2.2.1 beschriebenen. Die Steuerung gleicht der von Abb. 2.3.

Folgende Geräte stehen zur Verfügung:

- 12-Punkt-Drucker → Temperatur
- X-Y-Y-Schreiber → Kraft-Weg-Diagramme
- 2-Kanal-Linien-Schreiber → Kraft und Weg in Abhängigkeit von der Zeit
- für die Ausziehversuche an Winkelhaken und Haken ist ein zweiter 2-Kanal-Linien-Schreiber erforderlich, um dann auch die temperaturabhängige Betondehnung mit aufzuzeichnen.

Die in Abb. 4.1 dargestellten Versuchsvarianten für Betonstahl sollen in der neuen Ausziehanlage durchgeführt werden. Außerdem soll das Verbundverhalten von Stabgruppen sowie der Einleitungsbereich von Spannstahlverankerungen in dieser Anlage untersucht werden.

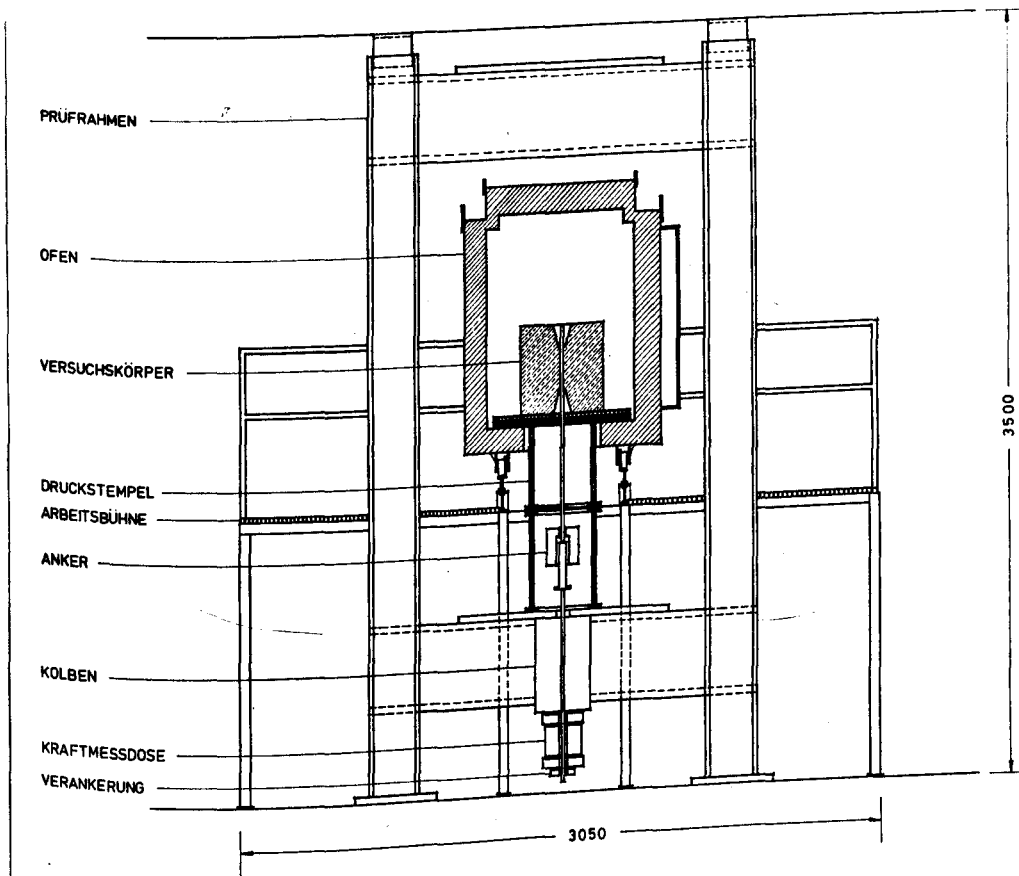


Abb. 4.2 Ansicht der Prüfanlage

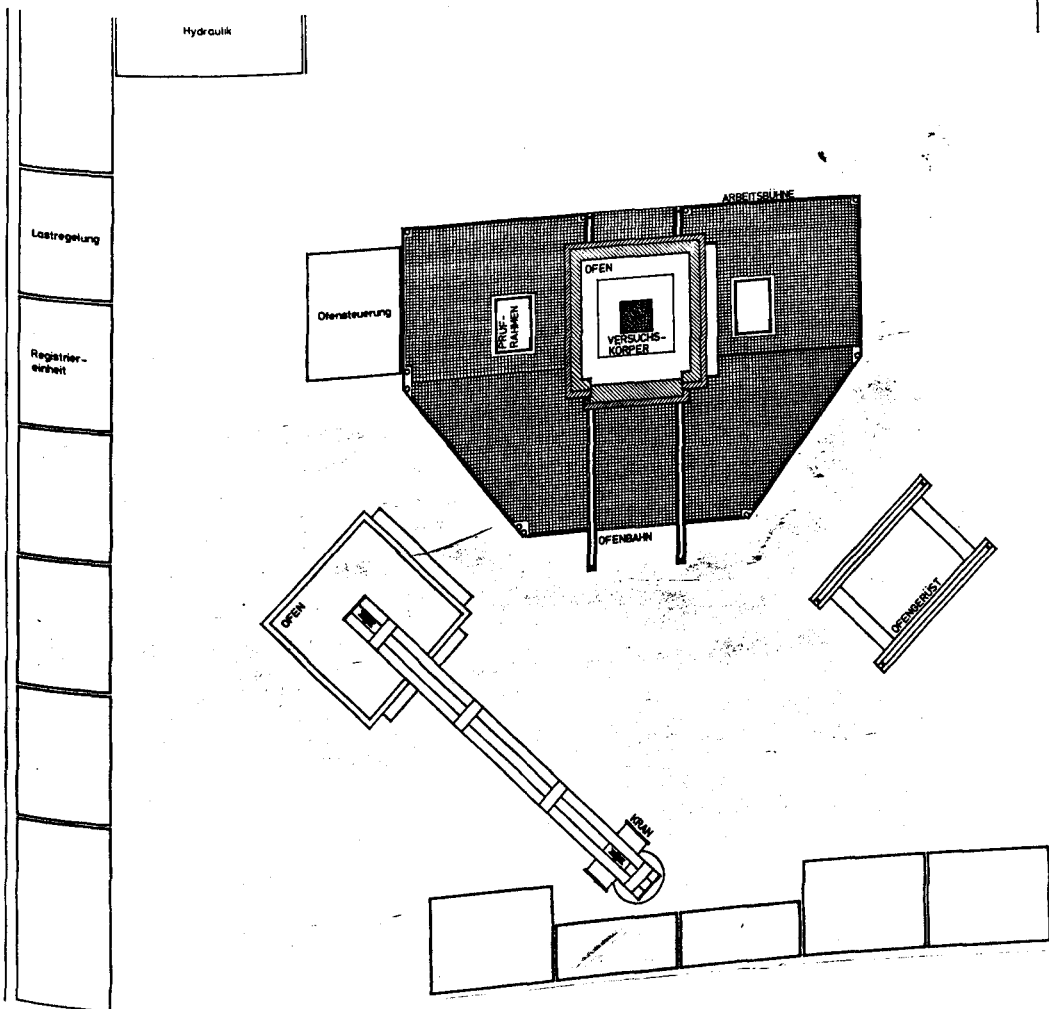


Abb. 4.3 Draufsicht der Prüfanlage

## 5. Ausblick

Aus der Darstellung der Untersuchungsergebnisse geht hervor, daß insbesondere das Verbundverhalten von Kalksteinbeton eingehender untersucht werden muß. Die beantragten Untersuchungen an einem hochfesten Kalksteinbeton sollen hier umfassendere Kenntnisse liefern.

Ehe mit einer gesetzmäßigen Erklärung des grundsätzlichen Hochtemperatur-Verbundverhaltens und des temperaturabhängigen Verbundversagens begonnen werden kann, muß auch noch der Einfluß der bezogenen Rippenfläche und des Stabdurchmessers geklärt werden.

Zur Abschätzung der Resttragfähigkeit eines brandgeschädigten Bauteiles und zum Vergleich mit anderen Arbeiten muß der Frage des Verbundverhaltens nach einer Temperaturbeanspruchung nachgegangen werden.

Schließlich bleibt festzustellen, daß das Hochtemperatur-Verbundkriechen einen noch ungeklärten Einfluß auf das Verbundverhalten von vorbelasteten Bauteilen ausübt.

Die Frage des Einflusses der temperaturabhängigen Spaltzugfestigkeit auf das Verbundverhalten unter konstant wirkenden Lasten ist weitgehend ungeklärt. Aufgrund unserer Untersuchungen erscheint das Versagen nach L-T-P a) eher von der Spaltzugfestigkeit als von der Druckfestigkeit des Betons abzuhängen. Über die Zugfestigkeit des Betons unter hohen Temperaturen liegen bis jetzt jedoch nur geringe Erkenntnisse vor.



## 6. Literaturverzeichnis

- [1] Milanov, A.F.: Einfluß hoher Temperaturen auf die mechanischen Eigenschaften der Bewehrung und auf die Verbundgröße zwischen Bewehrung und Stahl. Sammelband ZNPS, Moskau 1954
- [2] Milanov, A.F.: Feuerbeständigkeit von Stahlbetonbiegeelementen. FIP-Tagung 1965, Braunschweig
- [3] Schneider, U., Diederichs, U.: Untersuchung des Verbundverhaltens und der Verbundfestigkeit von Rippenstäben und glatten Rundstäben bei hohen Temperaturen (Entwicklung und Erprobung einer Prüfapparatur). Unveröffentlichter Untersuchungsbericht 1979
- [4] RILEM III "Bond tests for reinforcing steel 2. Pull-out-test"; in: Tests and specifications of reinforcements for reinforced and prestressed concrete, RILEM 3 (1970), No. 15, p. 175-178
- [5] Sonderforschungsbereich 148 'Brandverhalten von Bauteilen'. Arbeitsbericht 1975-1977, Teil II, B3
- [6] Schneider, U.: Untersuchung eines Ofens für Warmkriechversuche an Beton. Diplomarbeit, 1970, TU Braunschweig
- [7] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAfStb Heft 138, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, 1961
- [8] Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau an der TH Darmstadt, Heft 14 (1967)

- [9] Schneider, U.: Ein Beitrag zur Klärung des Kriechens und der Relaxation von Beton unter instationärer Temperatureinwirkung. Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Kordina-Festschrift. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, 1979
- [10] Diederichs, U., Schneider, U., Weiß, R.: Ursachen und Auswirkungen der Entfestigung von Beton bei hoher Temperatur. Kolloquium des SFB, Kurzfassung der Vorträge, 1979

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 6: "Veränderung der Struktur und der Eigenschaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur"

Beteiligte Wissenschaftler: o. Prof. Dr.-Ing. Odler  
Dipl.-Ing. Rößler  
Dr.-Ing. Schmidt

Übersicht über den Zeitraum 1979/80

Bezug: Förderungsantrag 1980: Seite 179 - 186

Die Arbeiten am Teilprojekt wurden Ende 1979 begonnen, weshalb zur Zeit der Berichterstattung noch keine Resultate berichtet werden können.

#### a) Auswahl und Herstellung der Experimentalzemente

Es war vorgesehen, den Einfluß von Temperaturen auf Zementstein aus verschiedenen Zementen zu studieren. Um dabei den Einfluß des Klinkers konstant zu halten, wurde an Zementen gearbeitet, die im Labor durch Zermahlen steigender Mengen von Hüttensand und Trass zu demselben Klinker hergestellt wurden.

Klinker : Hüttensand 100 : 0; 75 : 25; 50 : 50; 25 : 75

Klinker : Trass 100 : 0; 75 : 25

Gipszusatz : konstant 6%

Feinheit : konstant  $3000 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$   
(Blaine)

#### b) Probekörper

Gearbeitet wird an reinen Zementpasten ohne Zuschlag.

Um die Temperaturunterschiede niedrig halten zu können, wurden als Probekörper Prismen 1 x 1 x 6 cm gewählt.

Von der Wärmebeanspruchung wurden die Pasten 28 Tage hydratisiert und durch die "D-drying-Methode" des freien Wassers befreit.

## c) Wärmebeanspruchung

Um Strukturschäden durch Temperaturspannungen möglichst zu vermeiden, wurde eine niedrige Erhitzungsgeschwindigkeit, d.h. 3 °C/min gewählt. Die Proben wurden in einem Laborofen mit genau steuerbaren Temperaturverhältnissen mit der genannten Temperatur aufgeheizt, 24 h bei der Endtemperatur gehalten und schließlich wieder mit kontrollierter Geschwindigkeit abgekühlt. Die so erhaltene Struktur entspricht einem Gleichgewichtszustand bei der gewählten Maximaltemperatur. Im weiteren Verlauf sind auch kürzere Wartezeiten vorgesehen, um die Kinetik der Zersetzungen studieren zu können.

## d) Untersuchungsmethoden

Die Proben werden wie folgt untersucht:

gebundenes Wasser

Freikalkgehalt

Phasenanalyse (RTG-diffraktometrisch)

Hg-Porosimetrie

BET<sub>N<sub>2</sub></sub>

BET<sub>H<sub>2</sub>O</sub>

Druck- und Zugfestigkeit

Härte

dynm. E-Modul

Es ist vorgesehen, im weiteren Verlauf das Untersuchungsprogramm noch durch weitere Methoden zu ergänzen.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich C "Wärmetechnik"

Allgemeine Angaben zum Projektbereich C

Brände sind instationäre Vorgänge. Das hat zur Folge, daß sowohl die Simulation natürlicher Brände in ihrer Auswirkung auf beliebige Bauteile und Konstruktionen durch einen irgendwie genormten Laboratoriumsversuch als auch die rechnerische Vorhersage des zeitlichen Temperaturverlaufs in irgendeinem Querschnittsbereich eines Bauteils während des Brandes bis heute ungelöste Probleme sind. Die von Fall zu Fall unterschiedlichen Randbedingungen, die sich aus Brandlast, Belüftungsgrad und Geometrie des "Brandraumes" und Bauteilsituation ergeben, lassen sich mit Sicherheit nie sämtlich experimentell erfassen. Die Notwendigkeit, zu geeigneten Rechenansätzen und -methoden vorzustoßen, welche wenigstens die Wärmezufuhr zur Bauteiloberfläche und den Wärmetransport im Bauteilquerschnitt einer rechnerischen Vorhersage zugänglich machen, ist offenbar und führte zu den im Projektbereich C betriebenen experimentellen und theoretischen Untersuchungen.

Leider mußten die Arbeiten des Teilprojekts C 1 wegen des Weggangs des Projektleiters, Prof. Dolezal, im Jahre 1979 abgebrochen werden. Sie haben jedoch erfreulicherweise zu zwei Dissertationen geführt, die als Teil II und Teil III des Abschlußberichts in besonderen Broschüren präsentiert werden. Der umfassende Hauptteil des Schlußberichts dieses Teilprojekts folgt hier.

Das Teilprojekt C 2 wird im Jahre 1980 abgeschlossen. Wir beschränken uns hier auf eine kurze Darstellung der durchgeführten Untersuchungen, da ein ausführlicher Schlußbericht Anfang 1981 vorgelegt werden soll.

- Sonderforschungsbereich 148 -  
Brandverhalten von Bauteilen

Teilprojekt C 1 - Die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen bei natürlichen  
Bränden - Zusammenhänge zwischen natürlichen Bränden und  
dem Normbrand -

beteiligte Wissenschaftler: Dipl.-Ing. Reinhold Dobbernack  
Dr.-Ing. Frank Hoffmann  
Dr.-Ing. Gunter von der Kammer

Arbeitsbericht für den Zeitraum: 1975 - 1979

Bezug: Förderungsantrag 1974, S. 109-119  
1977, S. 155-172

Zusatzantrag: 1978



## Inhaltsverzeichnis

- 0. Einleitung
- 1. Stand der Erkenntnisse und Ausgangsfragestellung
- 2. Untersuchungsmethodik
- 3. Einzeluntersuchungen
  - 3.1 Problemstellung
  - 3.2 Mathematisches Modell des thermischen Verhaltens von Holz
    - 3.2.1 Beschreibung des Wärmeübergangs
    - 3.2.2 Beschreibung der Vorgänge innerhalb des Körpers
    - 3.2.3 Voraussetzungen für das mathematische Modell
      - 3.2.3.1 Vereinfachungen
      - 3.2.3.2 Rand- und Anfangsbedingungen
    - 3.2.4 Ergebnisse des mathematischen Modells
      - 3.2.4.1 Einfluß der Feuchtigkeit
      - 3.2.4.2 Einfluß der Permeabilität
      - 3.2.4.3 Einfluß der Wärmeleitfähigkeit
  - 3.3 Experimentelle Untersuchungen
    - 3.3.1 Die Versuchseinrichtung
    - 3.3.2 Meßfehleruntersuchungen
      - 3.3.2.1 Der dynamische Fehler
      - 3.3.2.2 Der Wärmeableitfehler
    - 3.3.3 Thermische Untersuchungen an Fichtenholzplatten
      - 3.3.3.1 Untersuchungen der Randzone
      - 3.3.3.2 Untersuchungen der Temperaturfelder in Luft
      - 3.3.3.3 Untersuchungen der Temperaturfelder in inerter Atmosphäre
      - 3.3.3.4 Untersuchungen des Zündverhaltens von Fichtenholz

4. Wärmestrahlungsaustauschuntersuchungen an komplexen Geometrien
  - 4.1 Die Ausgangsfragestellung für Untersuchungen der Wärmestrahlung
  - 4.2 Verwendete Lösungsmethode
    - 4.2.1 Allgemeine Anforderungen an ein Rechenmodell für den Wärmestrahlungsaustausch
    - 4.2.2 Beschreibung des Rechenverfahrens für die Konfiguration des Stabbündels
  - 4.3 Ergebnisse an einem Stabbündelmodell
    - 4.3.1 Modellbeschreibung und Versuchsdurchführung
    - 4.3.2 Vergleich von Meß- und Rechenergebnissen
    - 4.3.3 Der Einfluß verschiedener Parameter
5. Untersuchungen an Holzbündeln
  - 5.1 Vorbemerkungen
  - 5.2 Versuchseinrichtung
  - 5.3 Versuchsergebnisse
6. Untersuchungen über die Wärmeübertragung in Brandräumen
  - 6.1 Ziel und Aufgabenstellung
  - 6.2 Theoretische Grundlagen und Lösungsweg
  - 6.3 Darstellung untersuchter Brandraummodelle
    - 6.3.1 Messungen in einem Stützenprüfstand
    - 6.3.2 Vergleich eines rechnerischen Modells mit Meßwerten
    - 6.3.3. Untersuchungen an einem Braundraum mit sechs Bodenbrennern
    - 6.3.4 Brandraummodell mit sich ausbildender Deckengasschicht
7. Zusammenfassung und Ausblick
8. Detaillierte Abschlußberichte
  - 8.1 Zusammenfassung Abschlußbericht Hoffmann
  - 8.2 Zusammenfassung Abschlußbericht Dobbernack
9. Literaturverzeichnis

## 0. Einleitung

Der bauliche Brandschutz umfaßt zwei grundlegende Arbeitsbereiche, deren Ergebnisse zur Bewertung der Tragfähigkeit von Bauteilen und Baukonstruktionen herangezogen werden müssen:

- a. Den Brand und die ihn charakterisierenden Bedingungen mit Wärmeübergang an die Umgebung
- b. Das Bauteilverhalten, d. h. die Ausbildung der Temperaturfelder auf Grund des Wärmeübergangs vom Brandgut an die Konstruktion und die daraus folgende mechanische Belastbarkeit.

Dabei interessiert den Bauingenieur, welche Brandbedingungen in einem von ihm zu planenden Bauwerk auftreten können, welcher zeitvariante Wärmestrom daher an die Konstruktion übergehen kann und wie sich die Tragfähigkeit und die Baustoffeigenschaften im Verlauf des Brandes ändern. Außerdem wird zunehmend die Wiederverwendbarkeit einer thermisch belasteten Konstruktion in die Überlegung einbezogen [ 1 ]. In Deutschland wird bislang die Bauteilprüfung für die Feuerwiderstandsdauer nach DIN 4102 [ 2 ] durchgeführt, d. h. daß Bauteile in einem Brandraum beheizt werden, wobei als Kriterium für die thermische Belastung ein im Prüfraum gemessener Temperatur-Zeit-Verlauf (Einheitstemperaturkurve) maßgebend ist. Hier stellt sich die Frage, ob ein solcher Temperaturverlauf die Gesamtheit realer Brände wiedergeben kann, oder ob nicht viel mehr bei natürlichen Bränden höhere Wärmeströme an die Konstruktion übergeben können, wodurch die Belastung in der Aufheizphase erheblich höher liegen kann. Untersuchungen mit Krippenbränden weisen daraufhin [ 3 ].

Aus diesem Grund wurde in Schweden ein Handbuch für den Stahlbau nicht nach der Normkurve, sondern nach Kriterien des natürlichen Brandes aufgebaut [ 4 ]. Allerdings liegen diesem Regelwerk Modellvorstellungen zugrunde, die eine gleichmäßige Beheizung aller Brandraumflächen sowie einfache Gesetzmäßigkeiten aus der Krippenbrandforschung voraussetzen. Prinzipiell ist ein solches Regelwerk zu begrüßen, da es dem Praktiker Möglichkeiten einer einheitlichen Bewertung der Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen unter natürlichen Brandbedingungen an die Hand gibt.

Die darin enthaltenen Bedingungen lassen Fragen einer Bewertung besonders gefährdeter Konstruktionsbereiche durch örtlich überdurchschnittliche Belastungen und damit verbundenen Überlegungen über mögliche Schwachstellen in der Konstruktion nach Beendigung des Brandes außer acht. Außerdem sind die angewendeten Brandgesetze nicht differenziert genug, um die Wirkungen des natürlichen Brandes so wiederzugeben, daß sie realitätsnahe Aussagen über einen möglichen individuellen Brandverlauf zulassen. Hier liegen nur lückenhafte Untersuchungen über das Brandverhalten natürlicher Brände unter verschiedenen Brandvoraussetzungen, die Vorgänge innerhalb einer Brandlast und den Wärmeübergang von ihr an die Konstruktion vor.

Das Teilprojekt C 1 im SFB 148 befaßt sich aus diesem Grund seit 1973 mit Problemen der Brandentstehung, -ausbreitung und dem Verhalten von Einzelelementen im Hinblick auf Aufheizung, Trocknung, Zersetzung und Abbrand. Außerdem werden seit 1977 Arbeiten zum Wärmeübergang in Brandräumen vorgenommen.

#### 1. Stand der Erkenntnisse und Ausgangsfragestellung

Die Bauteilprüfung im baulichen Brandschutz wird in Deutschland seit Jahrzehnten nach DIN 4102 durchgeführt. Dabei wird ein Bauteil in einem speziell für seine Einbauarten gebauten Prüfstand beflammt, wobei eine genormte Temperatur-Zeit-Kurve (ETK) im Feuerraum eingestellt und über Thermoelementenmessungen kontrolliert wird.

Knublauch und Harmathy [ 5,6 ] haben verdeutlicht, daß die heute geübte Praxis, diese Brandprüfung mit Prüföfen unterschiedlicher Bauart und Betriebsweise für denselben Bauteiltyp zu verwenden, Schwierigkeiten in der Bewertung des Bauteilverhaltens mit sich bringen muß. Außerdem sind die jeweiligen Wärmeübergangsverhältnisse nur unzureichend bekannt.

Daraus folgt, daß bei der genormten Bauteilprüfung nicht allgemein von einer "Normbrandprüfung" gesprochen werden kann, sondern darüberhinaus Aufbau und Betriebsweise des Feuerraumes erwähnt werden müssen. Allerdings würde ein Normbrandversuch mit fest vorgegebenen Randbedingungen die Vorgänge beim natürlichen Brand noch nicht wirklichkeitsnah beschreiben, da die jeweiligen Temperaturkurven einen sehr unterschiedlichen zeitlichen Verlauf besitzen.

Ehm [ 7 ] hat auf diesen Umstand hingewiesen und daraus geschlossen, daß zur entscheidenden Verbesserung der Brandbeurteilung das Studium wirklichkeitsnaher Brände unerläßlich ist.

Daraus ergeben sich Forderungen an die Brandforschung, die Vorgänge in einer zusammengesetzten natürlichen Brandlast und damit verbunden auch das brennende Einzelstück zu studieren. Diese Untersuchungen müssen Grundlagen des Wärmeübergangs vom brennenden Stoff an die Baukonstruktion sein, da der übertragene Wärmestrom von Verlauf und der Art des entstandenen Brandes abhängt.

Ansätze zu diesem Thema liegen bereits seit längerem vor, wobei zwischen Untersuchungen an Einzelteilen, zusammengesetzten Brandlasten und dem Brandverhalten bei verschiedenen Umgebungs- und Ventilationsbedingungen unterschieden werden muß.

So hat sich Kawagoe [ 8 ] schon frühzeitig mit der Untersuchung des thermischen Verhaltens natürlicher Brandlasten in Modellräumen und Räumen realer Größe befaßt. Dabei wurden Gesetzmäßigkeiten zur Abhängigkeit der Abbrandgeschwindigkeit von Ventilation, d. h. der Fenstergröße, und der Einfluß der Windgeschwindigkeit ermittelt.

Weitere wesentliche Untersuchungen zum Verhalten natürlicher Brandlasten in Räumen wurden vom Conseil International du Batiment (CIB), Com. 14, und der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände angeregt. Während das CIB-Programm von mehreren Ländern durchgeführt wurde, wobei in Deutschland Becker und Seekamp [ 9 ] dafür tätig waren, wurde die zweite Versuchsreihe von Ehm und Arnauld [ 10 ] durchgeführt. Hier wurde deutlich, daß die grundlegenden Kenntnisse in Hinsicht auf die Wechselwirkungen zwischen brennbaren Stoffen untereinander und mit der Umgebung sehr gering sind, so daß allgemein gültige Aussagen nicht getroffen werden konnten.

Als natürlichen Brandlasten wurden bei diesen Untersuchungen Holzkrippen verwendet, die sich auch im Laufe weiterer Arbeiten als geeignet erwiesen haben, da stets ein definierter Aufbau angegeben werden konnte.

Das thermische Verhalten der Konfiguration Holzkrippe wurde in mehreren Untersuchungen genauer erforscht, um Kenntnisse über ihr Verhalten bezüglich verschiedener Brandvoraussetzungen (Bild 1) zu gewinnen.

Dazu wurden grundlegende Untersuchungen von Gross [ 11 ] zur Abhängigkeit der Temperaturen in der Krippe, des Gewichtsverlustes und der Abstrahlung von verschiedenen Porositäten und Geometrien durchgeführt.

Weitere Temperatur- und Abbranduntersuchungen wurden von Knublauch, Fons und Thomas [ 12, 13, 14 ] vorgestellt.

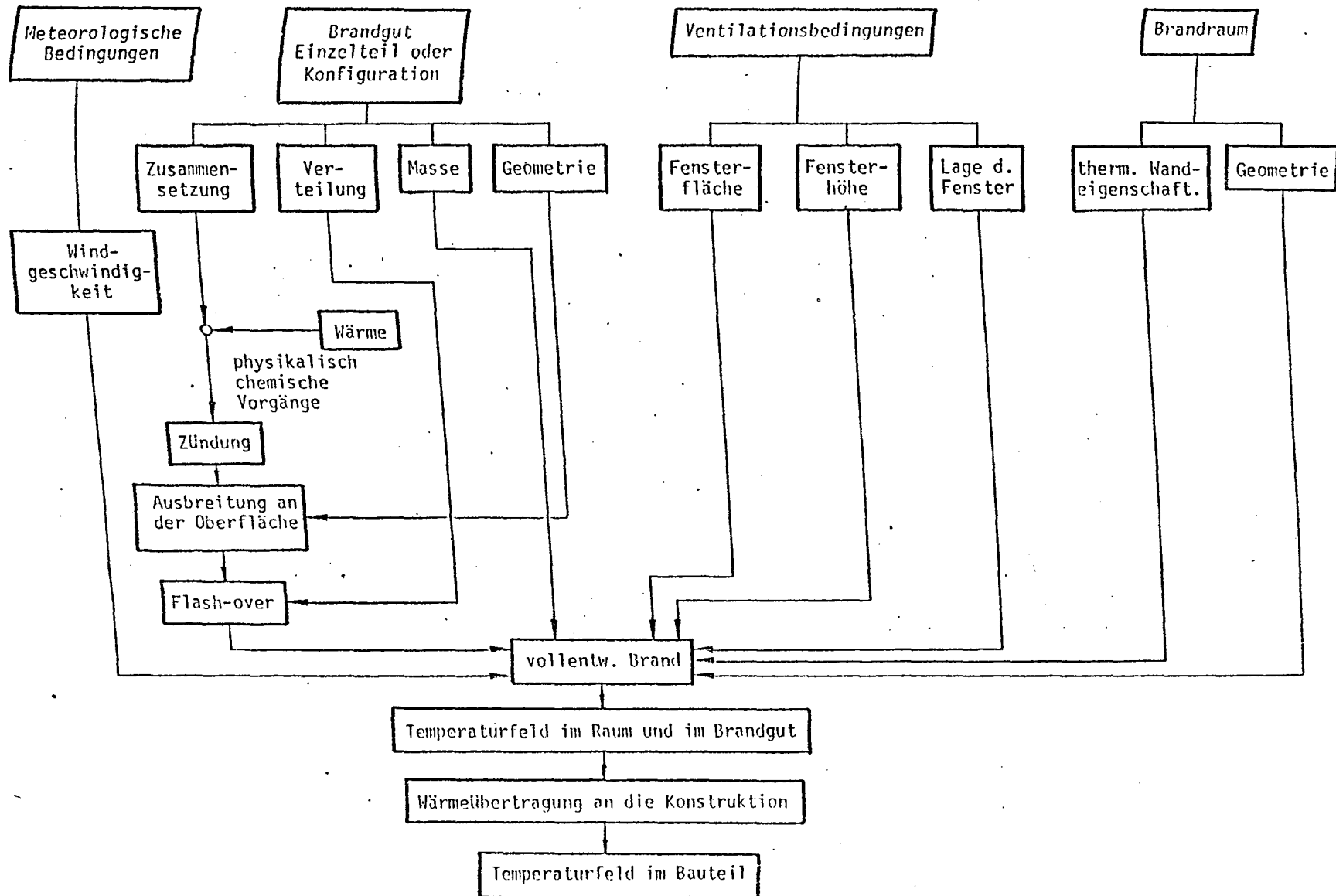


Bild 1 : Schematische Darstellung des Brandablaufes

Neuere Arbeiten zeigen Ansätze für eine genauere Erfassung der Vorgänge innerhalb der Krippen.

So haben Brein und Schatz [15] Untersuchungen an Kiefernholzkrippen zur Erfassung des Abbrandverlaufes und der Geschwindigkeit der Flammenausbreitung innerhalb der Krippe vorgenommen. Harmathy [16] ließ Krippen unter erzwungener Konvektion abbrennen, so daß der Einfluß des Auftriebs, der nicht zuverlässig erfaßbar ist, ausgeschlossen wurde.

Die bisher vorliegenden Arbeiten zeigen insgesamt Problembetrachtungen verschiedenster Bereiche, ohne jedoch eine systematische Darstellung der beim Brand ablaufenden Prozesse in Form eines mathematischen Modells zu ermöglichen. Dieses könnte als Grundlage für eine weitere Berücksichtigung zusammengesetzter Brandlasten als Ausgangspunkt für brandtechnische Bewertungsvorhaben gelten. Dabei sind die Schwierigkeiten einerseits auf den Mangel an systematischen Kenntnissen für den Brand zusammengesetzter Brandlasten und andererseits auf die Art der Konfiguration zurückzuführen, da der Wärmeübergang innerhalb einer Krippe auf Grund der gekreuzten Anordnung der Stäbe nur schwer und sehr aufwendig mathematisch erfaßbar sein dürfte. Hier kann auf eine einfachere Anordnung ausgewichen werden.

Der Mangel an Kenntnissen bezüglich des individuellen Verhalten natürlicher Brände resultiert aus dem geringen Kenntnisstand der Vorgänge in den einzelnen beteiligten brennbaren Elementen und der Ausbreitung zwischen diesen. Für das thermische Verhalten des verwendeten Holzes können die von der Holzforschung durchgeführten Untersuchungen herangezogen werden. Allerdings liegen in erster Linie Arbeiten vor, die sich mit der Weiterverarbeitung von Holz beschäftigen und somit im Temperaturbereich bis  $300^{\circ}\text{C}$  liegen. Hier zu zählen die Untersuchungen aus dem Institut für Holzforschung in München [17,18,19], die sich mit dem Reaktionsverhalten von Hölzern bis  $200^{\circ}\text{C}$  befassen. Über diese Thematik liegen wichtige Arbeiten von Stamm, Eickner und Mitchel u. a. [20,21,22] vor.

Die Problematik der Selbstentzündung, die ebenfalls in diesem Temperaturbereich bis auf etwa  $80^{\circ}\text{C}$  betrachtet werden muß, wurde von Thomas, Bowes und John [23,24] untersucht. Hier wurde von Thomas ein theoretischer Ansatz versucht, um die Oberflächentemperaturen extrapolieren zu können.

Vorgänge, wie sie sich beim natürlichen Brand abspielen, unterliegen einer Vielzahl von nach- und nebeneinander ablaufenden Prozessen, die Auswirkungen auf das Verhalten des Einzelelementes haben, und somit bei der Untersuchung im Brandfall berücksichtigt werden müssen. Diese Teilprozesse hängen von den Eigenschaften des Stoffes selbst und den Rand- und den Anfangsbedingungen ab.

In den USA wurden für Holz bereits mathematisch-physikalische Modelle auf unterschiedlicher mathematischer Grundlage entwickelt, die die Vorgänge der Wärmeleitung, des Gastransportes und der Zersetzung beschreiben [25, 26, 27.]. Diese Modelle benötigen Werte wie spezifische Wärmekapazität, Wärmeleitfähigkeit und reaktionskinetische Daten, die bisher nur unzureichend, im erforderlichen Temperaturbereich kaum untersucht wurden und zum Teil widersprüchlicher Natur sind [28].

Eine umfassende Darstellung der bisher bekannten Ergebnisse bietet Brown [28] für Untersuchungen an Holz und seinen Teilkomponenten unter verschiedenen Rand- und Anfangsbedingungen.

Kung [29] hat sein Modell bereits um den Abbrand erweitert, wobei allerdings von sehr einfachen Modellvorstellungen bezüglich des Gastransportes ausgegangen wurde.

Die Fragen der Zündung werden bei der Untersuchung in Luft zum Teil berücksichtigt.

Eine Studie mit festvorgegebenen Randbedingungen wurde von Fons [30] durchgeführt. Dabei wurde das Zündverhalten von Holz bei höheren Temperaturen untersucht und eine Extrapolation der Oberflächentemperatur aus dem Temperaturfeld versucht. Allerdings liegen hier nur in geringem Umfang Ergebnisse vor.

Bislang wurden Probleme beschrieben, die wärmetechnisch interessant sind und Voraussetzungen für den eigentlichen Aufgabenbereich des Bauingenieurs darstellen. Das Bindeglied zwischen beiden Komplexen ist der Wärmeübergang vom Brandgut an die Baukonstruktion.

Hier wurden einige experimentelle Untersuchungen durchgeführt [9, 10, 32] deren Ergebnisse Aussagen über allgemeine Zusammenhänge des Wärmeübergangs nicht zulassen. Theoretische Arbeiten für ein differenziertes Brandraummodell liegen bereits vor.

Unter Berücksichtigung dieses Erkenntnisstandes ergeben sich folgende Fragekomplexe:

1. Die Frage der thermischen Verhaltensweise brennbarer Stoffe innerhalb einer Konfiguration, ihre Wechselwirkungen untereinander und mit der Umgebung.
2. Die Frage der sich in einem Raum vorgegebener Geometrie und Lüftungsverhältnisse einstellenden dynamischen Temperaturfelder, Wärme- und Stoffströme bei natürlichem Brand.



## 2. Untersuchungsmethodik

Die Ausgangsfragestellung wirft Fragen auf, die das Teilprojekt C 1 in drei Arbeitsgebiete so aufgeteilt hat, daß die einzelnen Bereiche aufeinander aufbauen (Bild 2):

- a) Einzelteiluntersuchungen
- b) Untersuchungen an Konfigurationen
- c) Untersuchungen des Wärmeübergangs vom brennenden Stoff an die Baukonstruktion

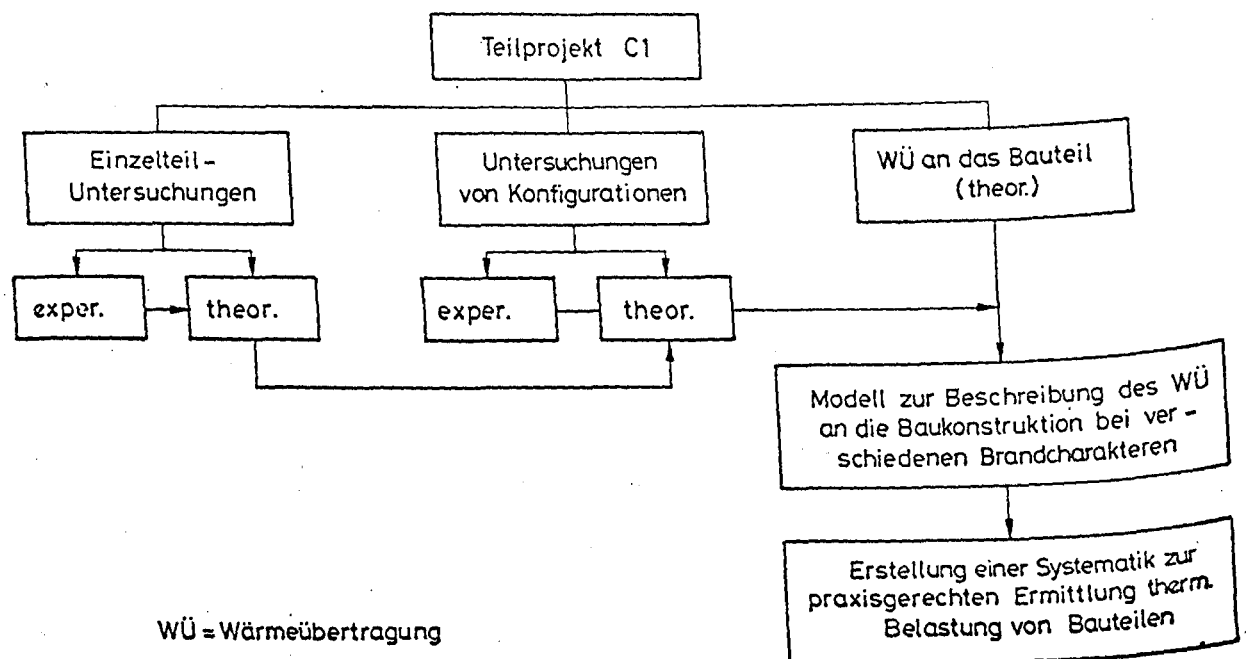


Bild 2: Aufteilung der Arbeitsgebiete des Teilprojektes C 1

Diese Arbeiten werden sowohl experimentell als auch theoretisch in Form der Erstellung mathematisch-physikalischer Modelle durchgeführt, wobei die experimentellen Ergebnisse zur Stützung und Anpassung der mathematischen Modelle dienen sollen.

Diese Aussage stellt eine Grundmaxime der hier vorgestellten Untersuchungen dar, da experimentelle Arbeiten allein zur Systematisierung von Erkenntnissen über Prozeßverläufe nur nach sehr aufwendigen Versuchsprogrammen und dann auch nur unvollständig möglich sind. Aus diesen Grundüberlegungen leiten sich die in diesem Bericht dargestellten Untersuchungen ab.

### I. Einzelteiluntersuchungen

Die Einzelteiluntersuchungen sollen auf ein mathematisches Modell hinführen, das die Vorgänge im Einzelteil bezüglich des thermischen Verhaltens beschreibt:

- a) Aufheizung
- b) Trocknung
- c) Zersetzung
- d) Zündung
- e) Abbrand

Dazu lassen sich Modellentwicklungen aus den USA verwenden und ausbauen. Wegen des geringen Kenntnisstandes bezüglich der thermischen Eigenschaften und der reaktionskinetischen Daten werden parallel Untersuchungen an Holz vorgenommen, die zur Anpassung des Modells an reale Vorgänge dienen:

- a) Untersuchungen der Temperaturentwicklung im Körper unter Berücksichtigung der Wärmequellen und -senken auf Grund von Zersetzung und Trocknung
- b) Untersuchung der Verkohlungs geschwindigkeit
- c) Untersuchung des Gewichtsverlustes

Alle Untersuchungen werden bei konstanten Umgebungstemperaturen in Luft und Stickstoff durchgeführt, um einerseits die Ofendynamik bei der Bewertung der Ergebnisse ausschließen zu können und andererseits das Verhalten mit und ohne Oberflächenreaktion untersuchen zu können. Das Zündverhalten wird bei verschiedenen Sauerstoffgehalten untersucht, um die Abhängigkeiten bei Verringerung der Sauerstoffkonzentration in Brandräumen zu erfassen.

Neben den Arbeiten zur Verbesserung des mathematischen Modells werden im Hinblick auf die Messungen an Konfigurationen Untersuchungen zur Meßfehlerbestimmung bei unterschiedlichen Thermoelementpositionierungen durchgeführt, um Einflüsse durch die Dynamik des Fühlers und des Systems sowie die Wärmeableitung zu erfassen.

## II. Untersuchungen an Konfigurationen

Dem Übergang auf die Konfiguration müssen einige grundsätzliche Überlegungen vorausgeschickt werden, die in Kap. 1 bereits angedeutet wurden.

Bisher wurden für systematische Untersuchungen an zusammengesetzten Brandlasten die Holzkrippen verwendet, die sich durch ihren einfachen Aufbau und dessen Variierbarkeit anboten. Allerdings wurde bis auf wenige Ausnahmen die Krippe als Einheit betrachtet, d. h. ohne genauere Untersuchung ihres Verhaltens im Innern und die darauf einwirkenden Einflüsse.

Diese tiefergehende Betrachtung ist erforderlich, um das Verhalten der Konfiguration bei unterschiedlichen Rand- und Anfangsbedingungen erklären und vorhersagen zu können und somit eine wichtige Grundlage zur Simulation natürlicher Brände zu schaffen. Diese läßt sich nur durch ein mathematisch-physikalisches Modell erreichen, in das die verschiedenen Grundvoraussetzungen eines Brandes einbaubar sind.

Der Versuch, die Krippe dafür zu verwenden, trifft auf große Schwierigkeiten, da neben dem schwer erfaßbaren Auftrieb die Wärmeübertragung zwischen den Elementen durch Konvektion und Strahlung sowie durch Leitung in den einzelnen Elementen auf Grund der gekreuzten Anordnung kaum erfaßbar sein dürfte.

Aus Gründen einer vereinfachten und mathematisch zugänglichen Betrachtungsweise wurde deshalb vom Teilprojekt C 1 eine einfachere, wärmetechnisch bekannte Konfiguration, das Bündel, gewählt, für das die Konfigurationsuntersuchungen durchgeführt werden.

Später sollen zusätzlich Krippen unter gleichen Bedingungen untersucht werden, um Zusammenhänge herstellen zu können, mit denen die Krippenbrandversuche in die eigenen Arbeiten einbezogen werden können.

Die Erweiterung von Einzelelementen auf das Bündel ist ein rein wärmetechnisches Problem, d. h. es müssen in diesem Zusammenhang die Einflüsse von Konvektion, Strahlung und Leitung innerhalb des Bündels untersucht werden. Alle reaktionskinetischen Probleme können am Einzelteil studiert werden.

Dabei treten Schwierigkeiten bei der Beurteilung von Körper-, Gas- und Flammenstrahlung auf, die durch eine spezielle Untersuchungsmethode überwunden wurden.

Hier wird der gesamte Reaktionsmechanismus mit Zündung und der folgenden Flammenstrahlung ausgeschaltet, indem Untersuchungen an Stahlrohrbündeln durchgeführt werden.

Dabei werden Abkühlungsvorgänge an einem vorher gleichmäßig beheizten Bündelmodell gemessen, um den Einfluß der Umgebung und der verschiedenen Elemente untereinander zu messen. Diese Untersuchungen geben Auskunft über das Strahlungsverhalten der Konfiguration. Daneben wird das Bündel in einem wassergekühlten Versuchskanal konvektiv beheizt, wobei der Wärmeübergang über Temperaturmessungen ermittelt wird.

Die Ergebnisse aus beiden Versuchsteilen sollen zusammen in ein gemeinsames Wärmeübergangsmodell für Bündel eingebaut werden.

Zu diesen Arbeiten fehlt jedoch das reale Verhalten von brennbaren Stoffen.

So werden parallel dazu Untersuchungen an Holzbündeln durchgeführt, wobei folgende Parameter geändert wurden:

- a) Gasstrom
- b) Sauerstoffkonzentration des Beflammungsmittels
- c) therm. Wandeigenschaften
- d) Gastemperatur
- e) Bündelgeometrie

Aus diesen Untersuchungen wurden das Aufheiz-, Zünd- und Abbrandverhalten ermittelt, wobei später andere Stoffe als Holz in gleicher Weise untersucht werden können.

Die Gesamtheit aller Ergebnisse soll zu einem Gesamtmodell führen, das das thermische Verhalten der Konfiguration bei unterschiedlichen Brandvoraussetzungen beschreibt. Dieses Modell soll als Voraussetzung für den natürlichen Brand in ein Wärmeübertragungsmodell für Brandräume eingebaut werden.

### III. Untersuchungen des Wärmeübergangs

Das geplante Wärmeübergangsmodell für Brandräume ist in zwei Etappen vorgesehen. Im ersten Teil soll ein Modell für kleinere Räume wie z. B. Wohnräume, Büroräume usw. erstellt werden, deren Übertragungsverhalten näherungsweise durch den Wärmeübergang von einer zentralen Brandlast an die umgebende Bau-

konstruktion beschrieben werden kann.

Dazu wird im ersten Schritt ein vorgegebener Temperatur-Zeit-Verlauf verwendet, der baukastenmäßig eingebaut wird, so daß danach das Modell um andere Brandcharakteristiken erweitert werden kann.

Als Ergebnis soll die Möglichkeit gegeben werden, an Hand der Brandvoraussetzungen die jeweiligen örtlichen Wärmeströme an die Baukonstruktion ermitteln zu können.

Weiterhin soll ein Brandausbreitungsmodell entwickelt werden, das das Brandverhalten in großflächigen Räumen beschreibt.

### 3. Einzelteiluntersuchungen

#### 3.1 Problemstellung

Wie schon im Kap. 2 ausgeführt, ist es erforderlich, Untersuchungen an Einzelkörpern vorzunehmen, um ungeklärte Fragen im Zusammenhang mit dem thermischen Verhalten brennbarer Körper, den Möglichkeiten einer mathematisch-physikalischen Formulierung der dabei ablaufenden Vorgänge sowie meßtechnische Probleme zu studieren. Dazu sollen kurz die Prozesse, die im Laufe einer längeren Beheizung dieser Körper ablaufen, aufgezeigt werden, um die erforderlichen Kenntnisse für die Erstellung eines mathematischen Modells offenzulegen.

Dafür müssen Grundvoraussetzungen getroffen werden, die den genannten Bereich der damit zusammenhängenden Fragen einengen, so daß er überschaubar wird, wobei darauf geachtet werden muß, daß grundlegende Verhaltensweisen nicht verfälscht werden.

Prinzipiell wird deshalb von einem brennbaren Körper ausgegangen, der unter vorgegebenen Rand- und Anfangsbedingungen vorliegt. Dabei kann es sich um poröse, nichtporöse, homogene oder inhomogene, trockene oder feuchte Stoffe handeln. Ihr thermisches Verhalten richtet sich nach

- dem Wärmeübergang
- der Struktur
- den thermischen Eigenschaften
- der Zusammensetzung

Im Falle dieser Untersuchungen wurde mit Fichtenholz, einem porösen, hygroskopischen und inhomogenen Stoff begonnen, auf den eine Vielfalt von Parametern einwirkt und der deshalb für die weiteren Betrachtungen bezüglich verschiedenster Einflüsse gut geeignet ist.

Die Randbedingungen für den Wärmeübergang wurden konstant gehalten, indem die Probe in einem Elektroofen konstanter Temperatur aufgeheizt wird, wodurch die Berücksichtigung der Ofendynamik und erzwungener Konvektion beim Wärmeübergang entfällt.

### 3.2 Mathematisches Modell des thermischen Verhaltens von Holz

#### 3.2.1 Beschreibung des Wärmeübergangs

Wird ein Körper in einem geschlossenen Elektroofen beheizt, so wird ihm Wärme von den aufgeheizten Wänden durch Strahlung zugeführt. Weiterhin wird durch freie Konvektion Wärme an die Probe übertragen (Bild 3.1).

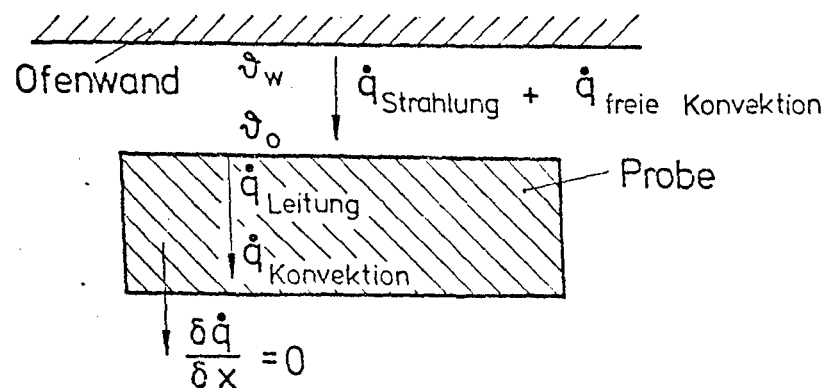


Bild 3.1 : Prinzipielle Darstellung der Wärmeströme für das mathematische Modell

Der gesamte zugeführte Wärmestrom  $\dot{q}_{ges}$  ergibt sich somit aus der Beziehung

$$\dot{q}_{ges} = \dot{q}_{Strahlung\ zu} - \dot{q}_{Strahlung\ ab} + \dot{q}_{freie\ Konvektion} \quad (3.1)$$

wobei für den Wärmeübergang gilt

$$\dot{q}_{ges} = \alpha_{ges} (\vartheta_w - \vartheta_o) \quad (3.2)$$

$\alpha$  Wärmeübergangskoeffizient

$\vartheta_w$  Wandtemperatur

$\vartheta_o$  Oberflächentemperatur der Probe

Der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_{\text{ges}}$  ergibt sich demnach aus

$$\alpha_{\text{ges}} = \alpha_{\text{Strahlung}} + \alpha_{\text{freie Konvektion}} \quad (3.3)$$

Während sich der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_{\text{freie Konvektion}}$  nach [33] berechnen läßt, kann er für die Strahlung aus dem Stefan-Boltzmann'schen Gesetz ermittelt werden :

$$\alpha_{\text{Strahlung}} = \frac{c_s \psi \epsilon \cdot 10^{-8} (T_w^4 - T_o^4)}{(T_w - T_o)} \quad (3.4)$$

$c_s$  Strahlungskoeffizient des schwarzen Körpers

$\psi$  Winkelverhältnis

$\epsilon$  Emissionskoeffizient

$T$  Temperatur in K

### 3.2.2 Beschreibung der Vorgänge innerhalb des Körpers

Der Wärmetransport innerhalb eines Körpers erfolgt in erster Linie durch Wärmeleitung. Weiterhin muß bei porösen Stoffen die Konvektion berücksichtigt werden, die durch den Transport von Luft, Wasserdampf und Zersetzungsprodukten entsteht. Daraus folgt für feuchte, poröse Körper die instationäre Wärmebilanz in allgemeiner Form :

$$\frac{\delta}{\delta \tau} \left[ \epsilon_g (\rho_g h_g - p) + \epsilon_f \rho_f h_f + \epsilon_w \rho_w h_w \right] -$$

$$\nabla \lambda \nabla \vartheta + \nabla (\rho_g w h_g) - \phi_q = 0 \quad (3.5)$$



Größen :

h	Enthalpie
p	Druck
$\rho$	Dichte
$\epsilon$	Teilvolumen/Gesamtvolumen
w	Geschwindigkeit
$\phi$	Quellterm
x	Ortskoordinate
$\tau$	Zeit
$\vartheta$	Temperatur in $^{\circ}\text{C}$

Indizes :

g	Gas
f	Feststoff
w	Wasser
q	Wärme

Die Gasdichte  $\rho_g$  ergibt sich aus der Massenbilanz für das in den Poren befindliche Gas :

$$\frac{\delta}{\delta \tau} (\epsilon_g \cdot \rho_g) + \nabla (\rho_g \cdot w) = \phi_g \quad (3.6)$$

Der in dieser Gleichung enthaltene Quellterm  $\phi_g$  folgt wie der Term  $\phi_q$  in Gleichung (3.6) entweder aus dem Trocknungs- oder aus dem Zersetzungsgeschehen.

Liegt ein feuchter Stoff vor, so entsteht bei der Aufheizung jeweils eine kleine Zone, in der Siedetemperatur herrscht. In dieser Zone (Bild 3.2) erfolgt Verdampfung des eingelagerten Wassers.

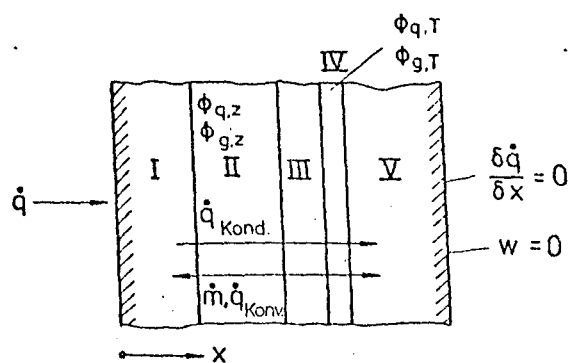


Bild 3.2: Prinzipielle Darstellung der Zonen und Vorgänge bei Aufheizung eines thermisch zersetzbaren porösen Körpers (I Kohlezone, II Zersetzungsbe- reich, III trockenen Aufheizbereich, IV Trocknungszone, V feuchter Auf- heizbereich)

Dieser Vorgang führt zu einer Wärmesenke sowie einer Stoffquelle, die durch den entstehenden Wasserdampf die Gasdichte örtlich um den Anteil  $\phi_{g,T}$  erhöht.

$$\phi_{g,T} = \rho_d \cdot \frac{\delta u}{\delta \tau} \quad (3.7)$$

$$\text{mit } u = \frac{m_w}{m_d} \quad (3.8)$$

Gleichzeitig wird dem Prozeß örtlich Wärme entzogen, die je nach Art der Einlagerung des Wassers reine Verdampfungswärme oder bei quellbaren Stoffen Verdampfungswärme und Quellungswärme sein kann. Die Einlagerungen bei hygroskopischen Stoffen, zu denen alle organischen Stoffe zu zählen sind, lassen sich in Chemosorption, Adsorption und Kapillarkondensation unterscheiden [34], wobei alle Sorptionsvorgänge Energie zur Freisetzung des Wassers benötigen. Diese Energie kann nach Katz [35] folgendermaßen beschrieben werden:

$$Q_Q = \frac{A \cdot u}{B + u} \cdot \rho_d \quad (3.9)$$

$$\text{mit } A = 92, B = 0,07 \text{ (nach Kollman [35])}$$

Daraus folgt für zwei Trocknungsgrenzen  $u_a$  und  $u_e$ :

$$\Delta Q_Q = 6.45 \frac{(u_a - u_e) \rho_d}{(0,07 + u_a)(0,07 + u_e)} \quad (3.10)$$

Die Verdampfung benötigt den Wärmeanteil

$$\phi_{q,v} = \rho_d \cdot \frac{\delta u}{\delta \tau} \cdot r \quad (3.11)$$

Größen :	r	Verdampfungsenthalpie
	u	Feuchtigkeitsgehalt
	Q	Wärme

Indizes :	T	Trocknung
	d	gedarrter Zustand
	Q	Quellung
	a	Anfang
	e	Ende

Der Quellterm  $\Phi_{Q,T}$  setzt sich also aus diesen beiden Anteilen zusammen.

Während der Trocknungsvorgang im allgemeinen in einem begrenzten Bereich abläuft, findet die Pyrolyse in einem größeren Gebiet statt, wobei sich dessen Ausdehnung nach der Aufheizgeschwindigkeit im Körper und seiner Zusammensetzung richtet. Prinzipiell kann thermische Zersetzung bereits geringfügig bei normaler Außentemperatur einsetzen. Allerdings beginnt sie verstärkt erst bei höheren Temperaturen, wobei Reaktionen verschiedener Ordnung ablaufen, die sich nach dem Gesetz von Arrhenius beschreiben lassen :

$$\Phi_{g,z} = \frac{\delta}{\delta \tau} (\epsilon_f \cdot p_f) = -K_0 e^{-\frac{E_a}{R T_f}} (p_f - p_c)^n \quad (3.12)$$

Größen :	$K_0$	Häufigkeitsfaktor
	$E_a$	Aktivierungsenergie
	n	Reaktionsordnung
	R	Universelle Gaskonstante
	T	Temperatur in K

Indizes :	z	Zersetzung
	c	Kohlenstoff

Der Einfluß der Zersetzung auf die Energiebilanz stellt sich in der Literatur sehr unterschiedlich dar [28] .

So geben einige Autoren zum Beispiel bei Holz rein endothermes Verhalten an [22] , andere ermittelten Temperaturbereiche, in denen exotherme oder endotherme Vorgänge ablaufen [21, 36] , und wieder andere Autoren betrachteten die Zersetzung durchweg exotherm [37] .

Daraus ergibt sich eine große Schwierigkeit in der Betrachtung der Energiebilanz.

Der Quellterm für die Energiebilanz ergibt sich allgemein wie folgt :

$$\phi_{q,z} = \phi_{g,z} \cdot h_z \quad (3.13)$$

Die dargestellten Bilanzen beinhalten jeweils die Geschwindigkeit  $w$ , mit der das Gas durch den Körper transportiert wird. Dieser Transport erfolgt auf Grund von Druckpotentialen, die sich je nach Prozeßverlauf unterschiedlich im Körper ausbilden können. Dabei werden dem Gasstrom im allgemeinen strukturelle Widerstände entgegengesetzt, deren Wirkung auf die Geschwindigkeit mit dem Gesetz von Darcy [38] beschrieben werden kann :

$$\frac{\mu}{\kappa} w + \nabla p = 0 \quad (3.14)$$

Größen :  $\mu$  dynamische Viskosität  
 $\kappa$  Permeabilität

Die hier beschriebenen Gleichungen enthalten Vereinfachungen, die in Kap. 3.2.3.1 beschrieben werden.

Außerdem erfordert ihre Verwendung in einem mathematischen Modell zusätzlich Rand- und Anfangsbedingungen, die auf den jeweiligen Anwendungsfall abgestimmt sein müssen.

### 3.2.3 Voraussetzungen für das mathematische Modell

#### 3.2.3.1 Vereinfachungen

Jede Modellbildung erfordert vereinfachende Annahmen, um den zu beschreibenden physikalischen Prozeß faßbar zu machen. In diesem Fall sind in den angegebenen Gleichungen bereits eine Anzahl Vereinfachungen vorgenommen worden, die hier im Zusammenhang mit weiteren dargestellt werden :

##### a) Vernachlässigung

- der kinetischen Energie der durch die Hohlräume transportierten Gase
- des Wärmeübergangs durch Strahlung in den Poren
- der Zähigkeitsverluste
- der geometrischen Änderung durch Quellung bzw. Schrumpfung
- der Änderung des Körpervolumens durch Pyrolyse
- der Schwerkraft des eingelagerten Gases
- der Reaktionen höherer Ordnung ( $n > 1$ )
- der Änderung von Aktivierungsenergie, Häufigkeitsfaktor und Kohlenstoffdichte
- der Änderung der Verdampfungsenthalpie mit der Temperatur und der Quellungswärme mit der Temperatur
- der Trägheitskräfte

##### b) Weitere Voraussetzungen

- b1) Thermisches Gleichgewicht zwischen Gas und Zellwand
- b2) Verdampfung bei der Siedetemperatur  $\vartheta_s = 100^\circ\text{C}$
- b3) Eindimensionale Betrachtung

### 3.2.3.2 Rand- und Anfangsbedingungen

Die verwendeten Rand- und Anfangsbedingungen gehen von einer eindimensionalen Betrachtung aus, wie sie bereits in Bild 3.2 verdeutlicht wird.

#### Anfangsbedingungen :

$$\begin{aligned} \tau = 0 \quad & w_i = 0, \quad \vartheta_i = \vartheta_A, \quad p_i = p_A \\ & u_i = u_A, \quad p_{gi} = p_{gA}, \quad p_{wi} = p_{wA}, \quad p_{fi} = p_{fA} \\ & \epsilon_{gi} = \epsilon_{gA}, \quad \epsilon_{wi} = \epsilon_{wA}, \quad \epsilon_{fi} = \epsilon_{fA} \end{aligned} \quad (3.15)$$

(Index A  $\triangleq$  Anfangszustand)

#### Randbedingungen :

$$x = 0 : \quad p = 1 \text{ bar} \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} x = i \cdot \Delta x : \quad & w = 0 \\ & \frac{\delta q}{\delta x} = 0 \end{aligned} \quad (3.17)$$

Die jeweiligen Orte  $i$  ergeben sich aus der Diskretisierung des betrachteten Körpers (Bild 3.3).

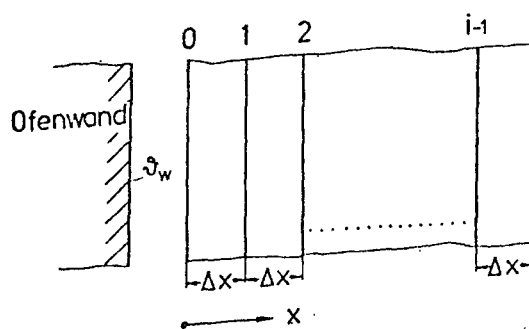


Bild 3.3: Diskretisierung des betrachteten Körpers

Das Modell wird numerisch aufbereitet, wobei das von Crank-Nicolson [39] vorgestellte Verfahren angewendet wird.

Die erforderlichen Stoffwerte, ihre Abhängigkeit von Temperatur und Zersetzungsgrad, werden, soweit vorhanden, aus der einschlägigen Literatur entnommen.

### 3.2.4. Ergebnisse des mathematischen Modells

Das mathematische Modell enthält über die bisher bekannten Modelle hinaus den bisher nicht berücksichtigten Einfluß der Feuchtigkeit auf die verschiedenen Prozesse und, soweit bekannt, die Änderung von Stoffwerten mit Temperatur und Zersetzungsgrad. Da jedoch viele dieser Werte aus sehr unterschiedlichen Untersuchungen stammen und somit zum Teil erhebliche Differenzen aufweisen, kann so ein Modell in der jetzigen Entwicklungsphase absolute Ergebnisse nicht erreichen. Allerdings läßt sich daraus der Einfluß der verschiedenen Parameter wiedergeben.

#### 3.2.4.1 Einfluß der Feuchtigkeit

Das Modell beschreibt den Einfluß der hygroscopischen Feuchtigkeit, d. h. der Feuchtigkeit, die adsorptiv gebunden ist. Der Feuchtigkeitsbereich liegt dafür zwischen 0 und 15 % [34]. Die hier dargestellten Ergebnisse zeigen Untersuchungen für 0 %, 3,5 % und 9,3 % Feuchtigkeit (Bild 3.4).

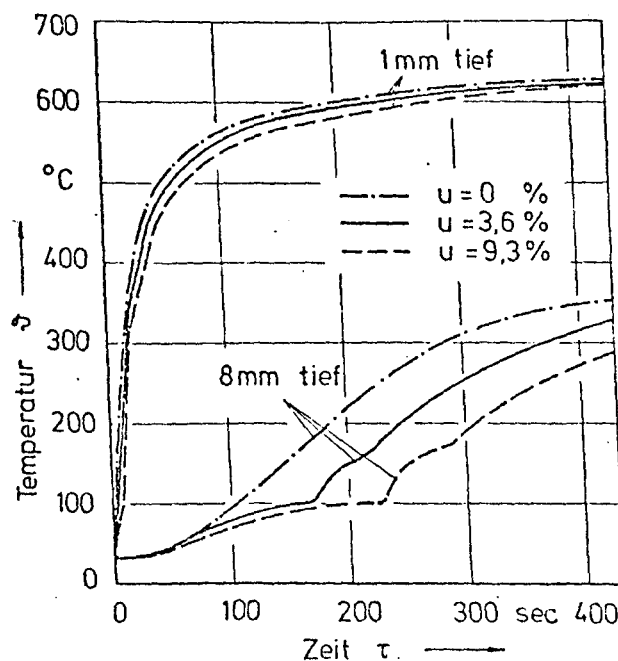


Bild 3.4 : Abhängigkeit des Temperaturverlaufes von der Feuchtigkeit bei  $\vartheta_w = 710^\circ\text{C}$

Dabei wird deutlich, daß Feuchtigkeiten dieser Größenordnung, wie sie bei gut gelagertem bis trockenem Holz vorkommen, kaum Auswirkungen auf das Temperaturgeschehen im Randbereich haben. Dagegen wird gezeigt, daß tiefere Regionen (8 mm) stark beeinflusst werden, wodurch das Zersetzungsgeschehen im Körper behindert wird. Bild 3.5 verdeutlicht den Einfluß auf den entstehenden Druck und damit die Gasgeschwindigkeit im Körper.

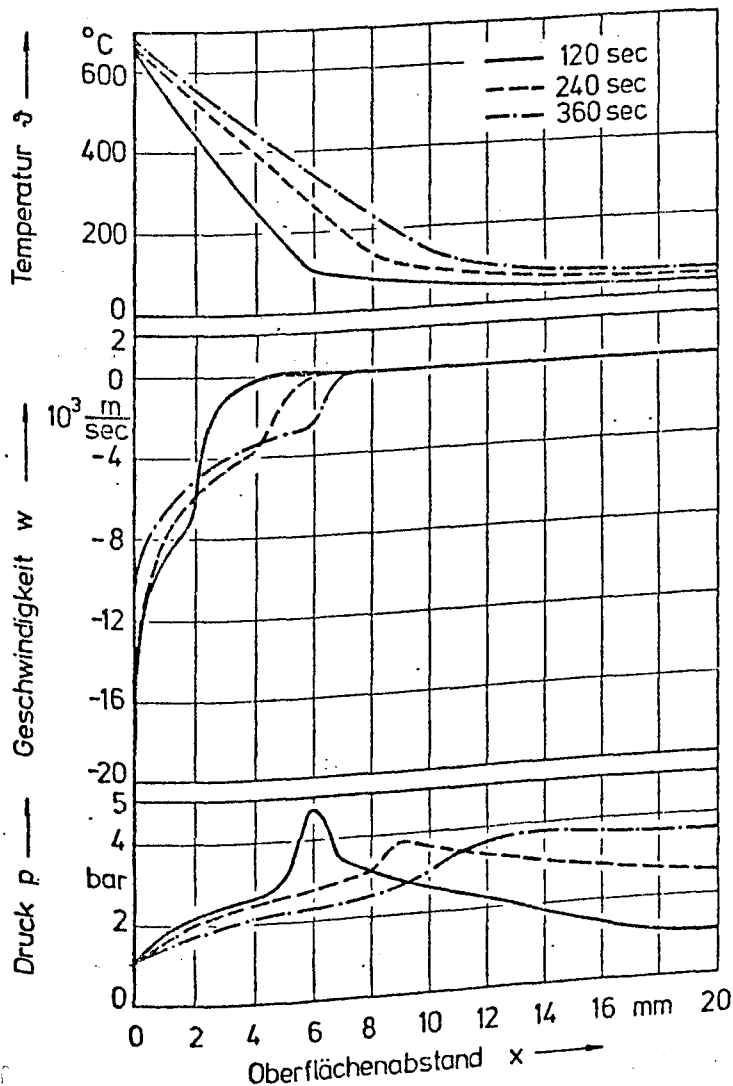


Bild 3.5 : Örtlicher Verlauf der Temperaturen, Gasgeschwindigkeiten und Drücke bei  $u = 9,3 \%$ ,  $\vartheta_u = 710^\circ\text{C}$ ,  $\kappa_H = 10^{-5}$  darcys und  $\kappa_C = 10^{-2}$  darcys

Es ist zu sehen, daß örtlich durch Verdampfung Druckspitzen bis weit über 4 bar auftreten können, die sicher Strukturveränderungen bewirken, wodurch weitere Schwierigkeiten bei der Bewertung des thermischen Verhaltens auftreten.



Die Rechnungen wurden hierzu mit Permeabilitäten für Holz  $\kappa_H = 10^{-5}$  darcys und für Holzkohle  $\kappa_C = 10^{-2}$  darcys, die Werte für einen Gasstrom senkrecht zur Faser-richtung darstellen, vorgenommen.

### 3.2.4.2. Einfluß der Permeabilität

Der Einfluß der Permeabilität wirkt sich, wie bereits angedeutet, auf den konvektiven Wärmeübergang im Körper und den örtlichen Druck aus.

Bild 3.6 zeigt dieses auf und macht in Verbindung mit Bild 3.5 deutlich, daß bei Permeabilitäten von  $\kappa_H = 10^{-2}$  darcys und  $\kappa_C = 1$  darcy, die als kleinere Werte für den Gastransport im Holz längs der Faser anzusehen sind [40], bereits nur noch Druckerhöhungen von  $\Delta p < 1$  bar auftreten.

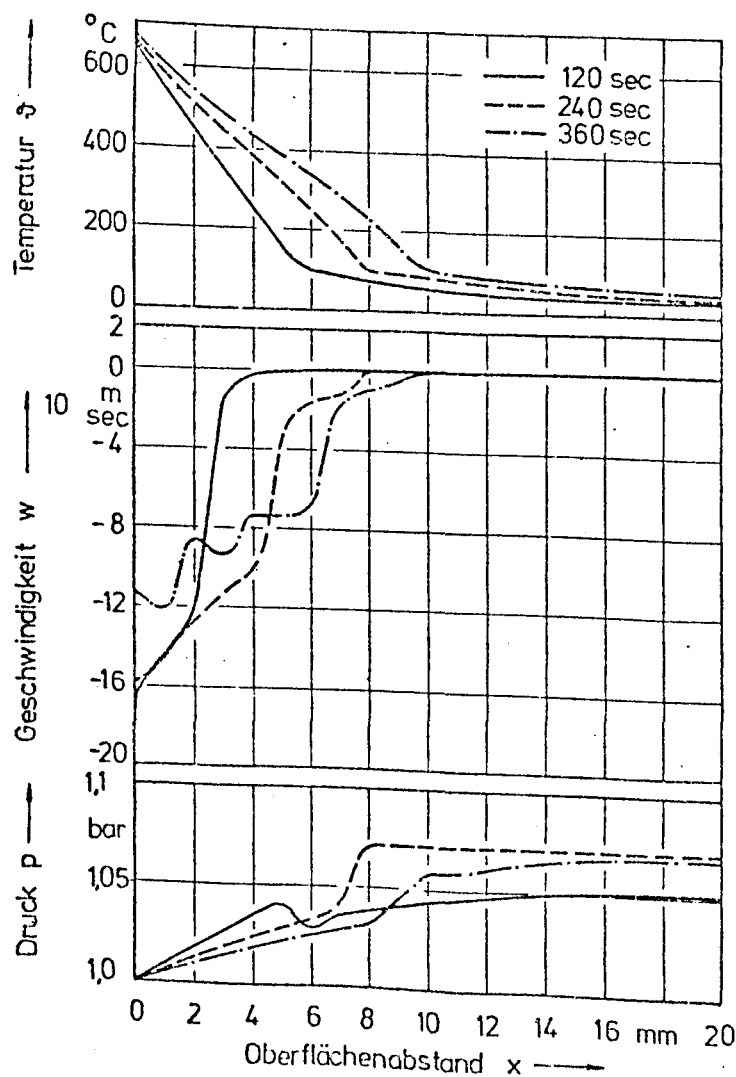


Bild 3.6 : Örtlicher Verlauf der Temperaturen, Gasgeschwindigkeiten und Drücke bei  $u = 9,3 \%$ ,  $\vartheta_u = 710^\circ\text{C}$ ,  $\kappa_H = 10^{-5}$  darcys und  $\kappa_C = 1$  darcy

Es zeigt sich also, daß ein ungehinderter Gastransport längs der Faser kaum spürbare Gefügeänderungen bewirken wird, während ein ausschließlicher Gastransport senkrecht zur Faserrichtung Drücke erzeugt, die das Gefüge stark beeinträchtigen. Außerdem wirken sich die Transportrichtungen auf das Geschwindigkeitsfeld aus. Es ist leicht einzusehen, daß größere Permeabilitäten der Bewegung kleinere Widerstände entgegenstellen und somit einen größeren Transportbereich erzeugen, der durch einen breiteren Bereich höherer Geschwindigkeiten dokumentiert wird. Der Einfluß auf den Temperaturverlauf wirkt sich spürbar nur im Bereich um die Verdampfungszone aus.

### 3.2.4.3 Einfluß der Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit ist einer der wesentlichsten Parameter bei Aufheizprozessen. Bild 3.7 zeigt den Einfluß auf das Temperaturfeld im Körper, wobei Rechnungen mit  $\lambda_H$  und  $\lambda_C$  verglichen wurden, bei denen Meßwerte von Brown [29] und die Hälfte dieser Werte verwendet wurden.

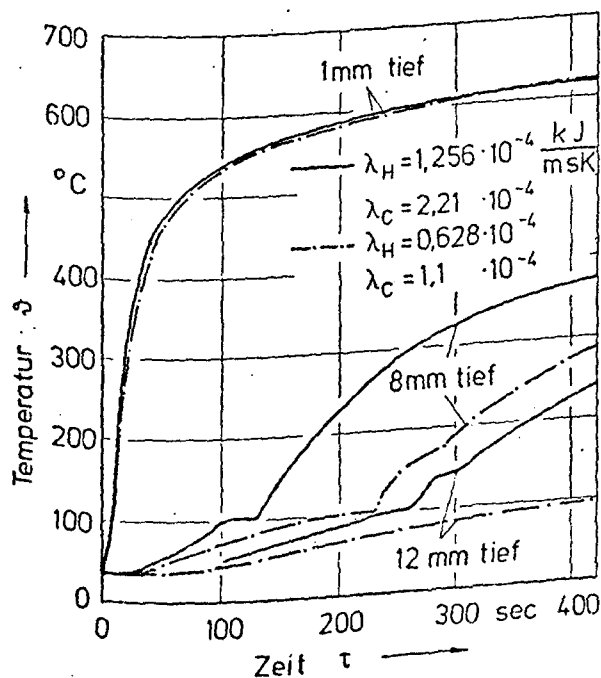


Bild 3.7 : Temperaturen in 1, 8 und 12 mm Tiefe bei  $u = 9,3 \%$ ,  $\vartheta_u = 710^\circ C$   
Abhängigkeit von der Wärmeleitfähigkeit

Während die Randzone (1 mm) keine Wirkungen aufweist, zeigen die tieferen Regionen deutliche Abhängigkeiten, die von der Auswirkung der Verdampfung gefördert werden.

Hier wird deutlich, daß ohne genaue Kenntnisse der Wärmeleitfähigkeiten des Holzes eine Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung nur näherungsweise möglich sein kann. Die Literaturangaben für Werte im Temperaturbereich über 200 °C sind jedoch sehr begrenzt und nicht gesichert.

Hier müssen Messungen durchgeführt werden, um diesen Mangel zu beheben.

### 3.3 Experimentelle Untersuchungen

#### 3.3.1 Die Versuchseinrichtung

Die Versuchseinrichtung (Bild 3.8) besteht aus dem Strahlungsofen mit den Innenraumabmessungen  $260 \times 160 \times 400 \text{ mm}^3$ , der auf der Frontseite durch eine schwenkbare Klappe verschlossen werden kann.

An der Rückseite ist ein Rohr zur Gasabsaugung eingeschoben, über das das Rauchgas nach Filterung und Trocknung einer Gasanalyse zugeführt wird.

Sie wurde bei den Temperaturfeldmessungen mit einer Analysenanlage, bestehend aus zwei Uras-Geräten für CO - bzw.  $\text{CO}_2$  - Bestimmung sowie einem Magnos 5T zur  $\text{O}_2$  - Bestimmung, durchgeführt. Die Messungen zur Ermittlung des Zündzeitpunktes wurden hingegen nur mit einem Magnos 5T vorgenommen, da die größere Anlage, die geliehen war, nicht mehr zur Verfügung stand.

Die Temperatur des Ofens, die bis max.  $1150^\circ\text{C}$  einstellbar ist, wird über einen Thermostaten geregelt.

Bei den Versuchen wurden Proben aus Fichtenholz mit etwa 9 % Feuchtigkeit eingesetzt. Sie wurden mit Thermoelementen der Paarung NiCr - Ni bestückt und für den Versuch durch die frontale Öffnung des Ofens eingeschoben, wobei die Thermoelemente zwischen Klappe und Ofenwand herausgeführt wurden. Die Elemente waren über Ausgleichsleitungen mit einer Registriereinrichtung verbunden, die bis Dezember 1976 aus 4-Kanal-Schreibern bestand. Danach wurde die beantragte Datenerfassungsanlage installiert (Bild 3).

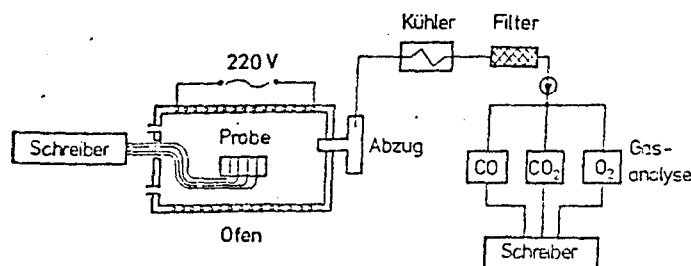


Bild 3.8 : Versuchsanlage für Versuche zur Aufheizung von Holz im Strahlungsofen

Diese besteht aus Multiplexer und Analog - Digital - Umwandler (ADU), die von einem Prozeßrechner (PR) gesteuert werden.

Die Daten werden auf einer Magnetplatteneinheit aufgezeichnet und später über Plotter (PL) ausgegeben. Durch diese Einrichtung ist nun eine wesentlich effektivere Auswertungsmöglichkeit vorhanden.

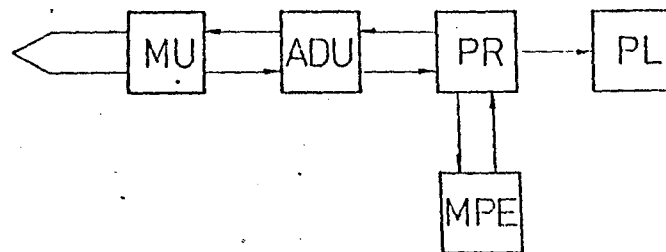


Bild 3.9 : Blockschaltbild der Datenerfassungsanlage (seit Dezember 1976)

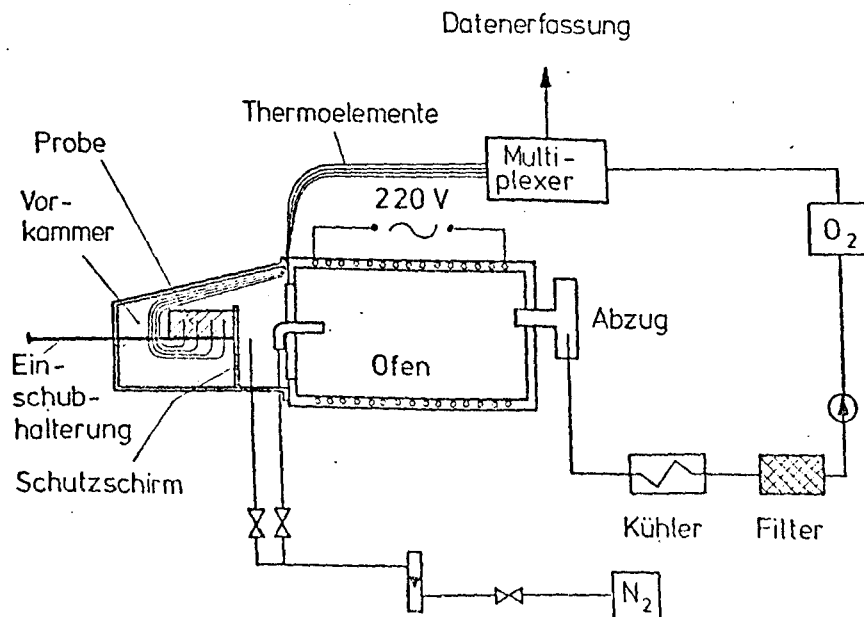


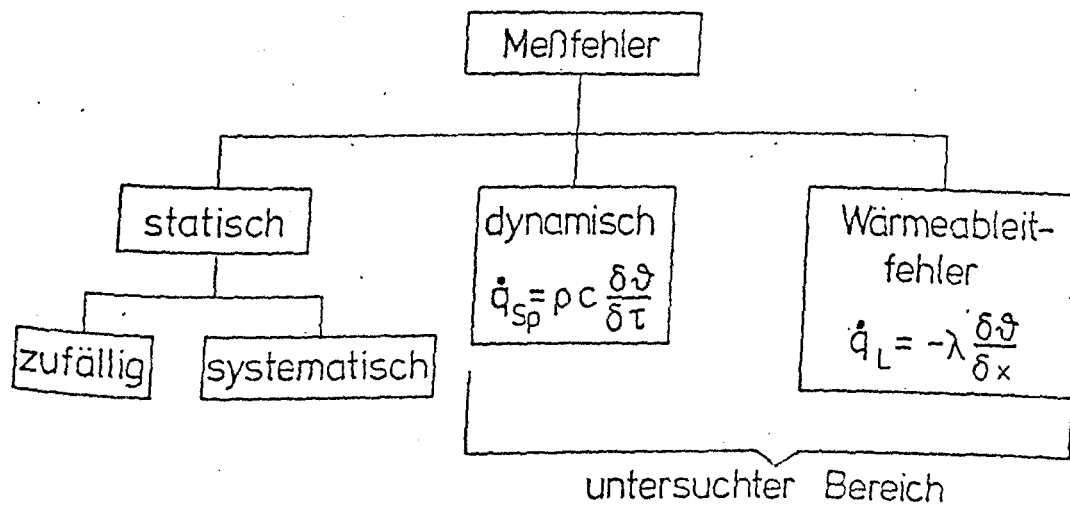
Bild 3.10 : Einrichtung für Versuche mit Inertgas  
(Lage der Probe vor Einschub in den Ofen)

Die Versuche in inerter Atmosphäre ( $N_2$ ) werden mit einer veränderten Versuchsanordnung durchgeführt (Bild 3.10). Diese besteht zusätzlich zu der bereits beschriebenen Einrichtung aus einer Vorkammer mit Einschubhalterung für die Probe und einer Einrichtung zur Stickstoffzufuhr für Vorkammer und Ofen.

### 3.3.2 Meßfehleruntersuchungen

Die Messung instationärer Temperaturfelder in Festkörpern erfordert den Einbau von Meßfühlern wie z. B. Widerstandsthermometern oder Thermoelementen, die im allgemeinen einen Fremdkörper am Meßort und innerhalb des von ihm durchlaufenen Gebietes darstellen. Diese Aussage ist abhängig vom Einbau und den thermischen Eigenschaften von Fühler und Festkörper, d. h. daß Messungen in metallischen Werkstoffen wie Stahl bei gutem Kontakt am Meßort nur geringe Unterschiede zum wahren Temperaturverhalten zeigen werden.

Anders liegt der Fall bei schlecht wärmeleitenden Stoffen, zu denen poröse und Faserstoffe wie Holz zu zählen sind. Hier treten Meßfehler auf, die sich zu einem Gesamtfehler addieren.



**Bild 3.11** : Auftretende Meßfehler bei der Messung von Temperaturfeldern in Festkörpern

Eine schematische Darstellung dieses Fehlers mit seinen Teilkomponenten zeigt das Bild 3.11. Wir unterscheiden drei Fehlerarten anhand ihrer Ursache : den statischen, dynamischen und den Wärmeableitfehler.

Der statische Meßfehler ist definiert als der Fehler, der bis zum Beharrungszustand des Gesamtsystems, also bis zum Abschluß aller Ausgleichsvorgänge erhalten bleibt. Er kann systematisch sein, d. h. durch Nichtlinearitäten im Aufnehmer, Inhomogenitäten im Fühlerwerkstoff oder Übertragungsfehler bedingt sein. Anders der zufällige Meßfehler, der sich z. B. auf Grund unterschiedlicher Versuchsdurchführung bei den einzelnen Versuchen ergeben kann. Dieses können Positionierungsfehler oder schlechter Kontakt zwischen Thermoelement und Festkörper sein. Auch sind in diesem Zusammenhang bei organischen Stoffen die Unterschiede im Aufbau der einzelnen Versuchskörper zu erwähnen.

Der Fehlerbereich, der genauer untersucht wurde, entsteht infolge der unterschiedlichen thermischen Eigenschaften von Festkörper und Fühler. Da das Teilprojekt sich bisher mit der Messung der Temperaturfelder im Fichtenholz befaßt hat, wurde dieser Stoff auch bei den Fehleruntersuchungen verwendet. Dazu wurden getrennte Untersuchungen für den dynamischen und den Wärmeableitfehler vorgenommen. Sie wurden sowohl theoretisch anhand von Rechenmodellen als auch experimentell durchgeführt, da davon auszugehen war, daß die Messungen allein wegen der verschiedenartigen Abläufe im Holz und einiger unvermeidbarer Unzulänglichkeiten bei der Messung selbst keine eindeutigen Aussagen liefern würden.

### 3.3.2.1 Der dynamische Fehler

Dynamische Fehler treten bei der Messung zeitlich variabler Größen auf. Sie entstehen infolge Energiespeicherung im Meßfühler, die zu einer Anzeigeträgheit führt.

Bei Temperaturmessungen ist der Fühler bestrebt, mit dem System, in dem er sich befindet, thermodynamisches Gleichgewicht herzustellen. Mit zunehmender Verzögerung dieses Vorganges wird der Fehler größer.

Profos [41] hat über ein Thermometermodell mit einem Übertragungsverhalten 1. Ordnung einen Ausdruck für die Zeitkonstante ermittelt, aus der die Zusammenhänge deutlich werden :

$$T = \frac{m \cdot c}{\alpha \cdot A} \quad (3.18)$$

Demnach hängt der dynamische Fehler von der Fühlermasse  $m$ , d. h. von der Dichte  $\rho$ , seiner spez. Wärmekapazität  $c$ , seiner Oberfläche  $A$  und dem Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha$  ab. Die Rückwirkung auf den Prozeß wurde hier vernachlässigt. In diesem Zusammenhang wurde überlegt, inwieweit ein Einfluß dieser Fehlerquelle auf Temperaturmessungen in Holz mit Thermoelementen vorliegen könnte. Der Vergleich der Produkte aus Dichte  $\rho$  und spez. Wärmekapazität  $c$  zwischen Holz und Thermoelement ergab ein Verhältnis von 1 : 7. Daraus wurde gefolgert, daß der Fühler, abgesehen von der Rückwirkung, eine Anzeigenverzögerung gegenüber dem ungestörten System besitzen muß. Da aus der Literatur Untersuchungen zum Einfluß der Rückwirkung nicht vorlagen, mußte eine Methode entwickelt werden, um eine Korrekturmöglichkeit zu schaffen. Dazu wurde ein mathematisches Modell entwickelt, das sowohl das gestörte als auch das ungestörte System beschreiben sollte. Diese Ergebnisse sollten danach mit Meßergebnissen verglichen werden, um die Unsicherheit bezüglich der thermischen Eigenschaften des Holzes ausräumen zu können. Als Modell wurde ein einseitig begrenzter, unendlich ausgedehnter Körper gewählt, der in der  $x - y$  - Ebene diskretisiert wurde (Bild 3.12). Als Meßfühler wurde nun eines der so entstandenen Elemente in Meßtiefe angesehen. Es besaß die thermischen Eigenschaften eines Thermoelementes.

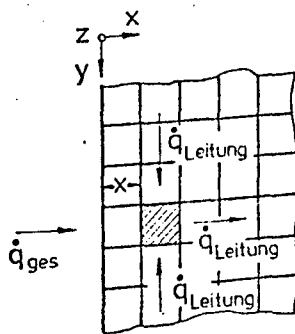


Bild 3.12 : Modell zur Berechnung des dynamischen Fehlers

Nach dem Fourier'schen Gesetz für zweidimensionale Wärmeleitung ohne Berücksichtigung von Wärmequellen und -senken

$$\frac{\delta \vartheta}{\delta \tau} = \frac{\lambda}{\rho c} \left[ \frac{\delta^2 \vartheta}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \vartheta}{\delta y^2} \right] \quad (3.19)$$



wurde in Verbindung mit der Oberflächenbedingung

$$\alpha (\vartheta_w - \vartheta_0) = -\lambda \frac{\delta}{\delta} \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \quad (3.20)$$

der Temperaturverlauf für das gestörte und das ungestörte System berechnet.

Die experimentellen Untersuchungen wurden in Holzproben mit Thermoelementen unterschiedlicher Durchmesser (0,25 mm und 1 mm) vorgenommen, wobei die Elemente parallel zur Oberfläche im Holz angeordnet waren.

Dieses Verfahren ging von der Überlegung aus, daß ein 0,25 mm starkes Thermoelement schneller aufgeheizt wird und das System weniger beeinflusst als Fühler größeren Durchmessers, womit der Rückwirkungsfehler verringert wird.

Die Bilder 3.13 und 3.14 zeigen den Einfluß des dynamischen Fehlers auf.

Im Bild 3.13 ist ein gerechneter örtlicher Temperaturverlauf bei verschiedenen Zeiten wiedergegeben, der verdeutlicht, daß der Fehler zu Beginn der Aufheizung besonders groß ist und sich überwiegend im Oberflächenbereich einstellt.

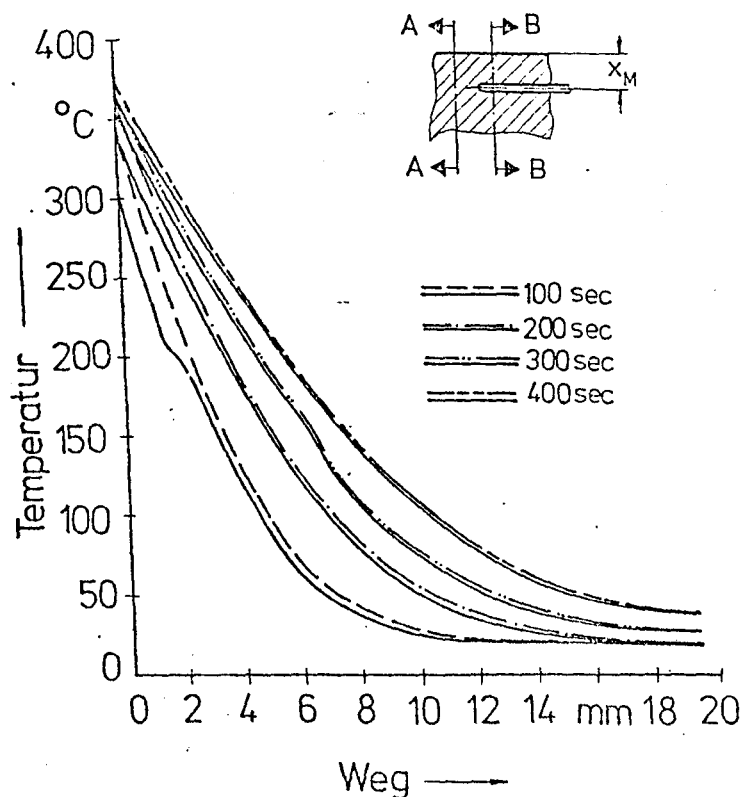


Bild 3.13 : Gerechneter örtlicher Temperaturverlauf nach 100, 200, 300 und 400 sec für das gestörte und ungestörte System bei paralleler Anordnung des Temperaturfühlers zur Oberfläche und 1 mm Meßtiefe

Diese Aussage wird durch Bild 3.14 gestützt. Hier wird gezeigt, daß in der Anfangsphase, also bei hohen Aufheizgeschwindigkeiten Fehler bis zu 65 % auftreten können, wobei der Fall langsamerer Aufheizung ( $400^{\circ}\text{C}$  Ofentemperatur) kleinere Fehler erzeugt.

Die berechneten Ergebnisse liegen deutlich über den gemessenen, woraus gefolgert werden kann, daß die Modellierung in so einfacher Form zwar Tendenzen wiedergeben kann, absolute Aussagen jedoch nicht zuläßt. Allerdings werden hierdurch Möglichkeiten für Parameterstudien gegeben, die zu Korrekturgleichungen führen können.

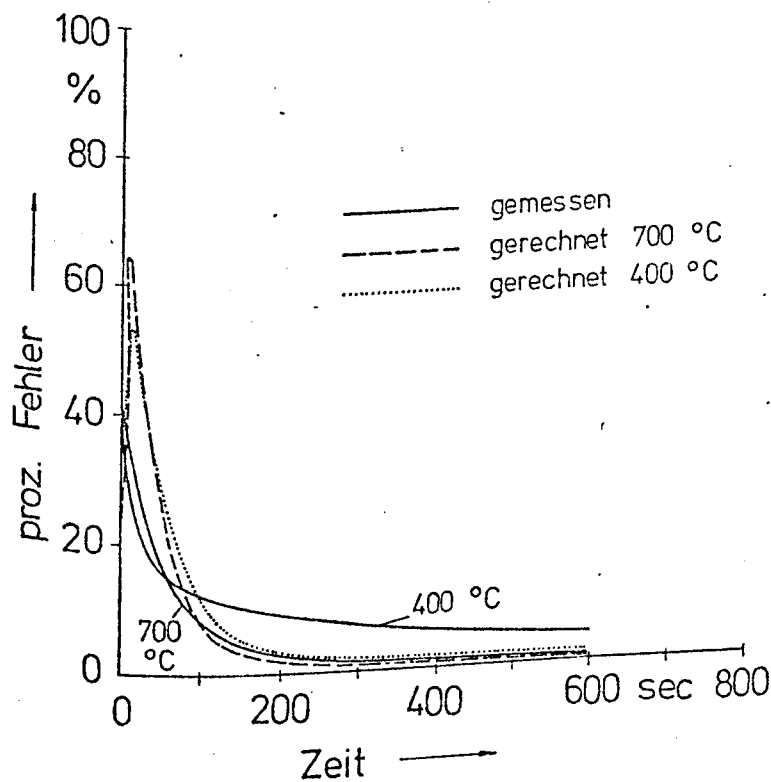


Bild 3.14 : Prozentuale Fehler bei der Messung des dynamischen Fehlers in 1 mm Messtiefe bei  $400^{\circ}\text{C}$  und  $700^{\circ}\text{C}$

### 3.3.2.2 Der Wärmeableitfehler

Der Wärmeableitfehler ergibt sich auf Grund der Wärmeableitung im Schaft eines Meßfühlers, wenn zwischen Meßkopf und Schaft ein Temperaturgradient vorliegt. Dieser Effekt führt zu einem gedämpften Temperaturanstieg im Meßkopf, so daß stattdessen der realen Temperatur eine mit einem Meßfehler, dem Wärmeableitfehler, behaftete Temperatur gemessen wird. Diese verzögerte Aufheizung des Meßkopfes wiederum führt wie im Fall des dynamischen Meßfehlers zu einer Rückwirkung auf den Prozeß.

Im Falle der durchgeführten Messungen mußte die Frage gestellt werden, inwieweit die senkrecht zur Oberfläche, also in Wärmestromrichtung vorgenommene Positionierung des Fühlers einen solchen Fehler nach sich ziehen würde.

Zur Bestimmung dieses Fehlers wurde wie bei der Betrachtung des dynamischen Fehlers davon ausgegangen, daß er durch ein mathematisches Modell in Verbindung mit Messungen ermittelt werden sollte.

Als mathematisches Modell wurde ein Körper, der aus zwei zusammengesetzten Zylindern unterschiedlichen Durchmessers bestand, verwendet (Bild 3.15).

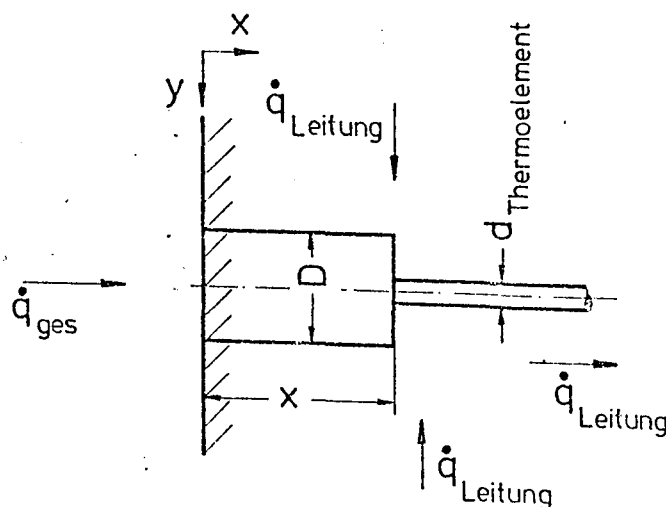


Bild 3.15 : Modell zur Berechnung des Wärmeableitfehlers

Dabei stellt der Zylinder mit der Dicke  $D$  und der Länge  $x$ , welche der Meßtiefe entspricht, den beeinflussten Holzbereich zwischen Oberfläche und Meßfühler dar. Der anschließende Zylinder mit dem Durchmesser  $d_{\text{thermoelement}}$  besitzt die thermischen Eigenschaften des Thermoelementes. Dieser Körper ist eingebettet in einen einseitig begrenzten, unendlich ausgedehnten Körper, der vom Meßfühler unbeeinflusst bleibt. Nach dem Fourier'schen Gesetz für die zweidimensionale Wärmeleitung ohne Berücksichtigung von Wärmequellen und -senken (Glg. 3.18) ist in Verbindung mit der Oberflächenbedingung (Glg. 3.19) eine Berechnung des Wärmeableitfehlers möglich. Hier muß jedoch wie bei der Betrachtung des dynamischen Fehlers berücksichtigt werden, daß die verwendeten thermischen Daten zur Berechnung der Vorgänge im Holz nicht gesichert sind, so daß der Vergleich mit experimentellen Untersuchungen unerlässlich ist.

Diese wurden in der Art durchgeführt, daß zwei Thermoelemente mit gleichem Durchmesser ( 1 mm) in die Probe so eingesetzt wurden, daß ein Fühler senkrecht und der andere parallel zur Oberfläche angeordnet war (Bild 3.16). So konnte davon ausgegangen werden, daß der Schaft des parallelen Fühlers erst kurz vor dem Austritt aus der Probe einen Temperaturgradienten besitzt, während beim senkrechten Fühler dieser Gradient vom Meßkopf an vorhanden ist und so die Messung beeinflusst.

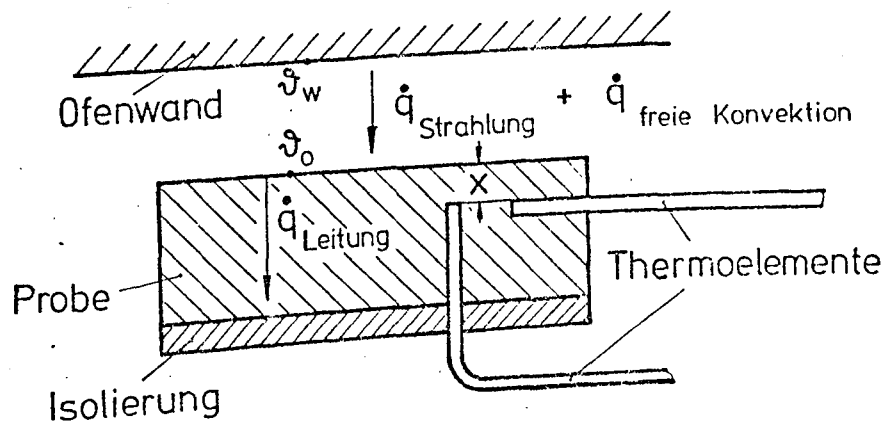


Bild 3.16 : Prinzipielle Darstellung der Wärmeströme beim Versuch und Anordnung der Thermoelemente

Die Berechnung zeigt die Temperatur klar auf (Bild 3.17), wobei zu erkennen ist, daß der Schnitt durch das gestörte System (Schnitt B-B) geringere Oberflächentemperatur erzeugt als der Schnitt durch das ungestörte System. Daraus folgt, daß im Bereich des Meßfühlers die Oberflächentemperatur beeinträchtigt wird. Weiterhin ist zu erkennen, daß bis zum Schnittpunkt der jeweils zusammengehörenden Kurven Wärme von der Umgebung zugeführt wird. Danach ergibt sich der umgekehrte Fall. Hieraus wird deutlich, daß ein Meßfühler, der senkrecht zur Oberfläche angeordnet ist, bei schlecht wärmeleitenden Stoffen in seiner Nähe zu starken Änderungen im Systemverhalten führen kann. Die Größenordnung des auftretenden Fehlers liegt etwa zwischen 5 und 75 % (meßtechnisch ermittelt).

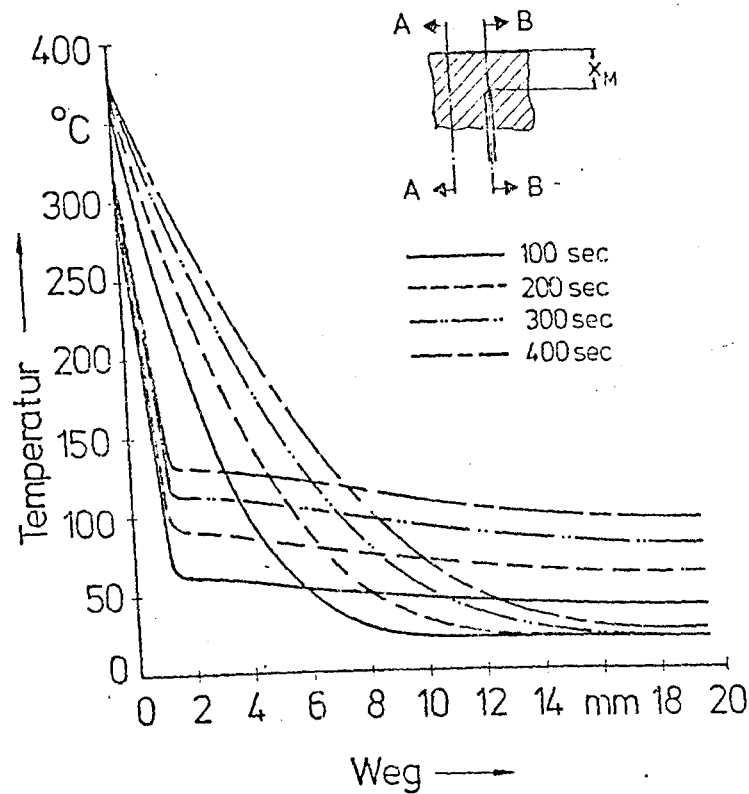


Bild 3.17 : Gerechneter örtlicher Temperaturverlauf nach 100, 200, 300 und 400 sec für das gestörte und ungestörte System bei senkrechter Anordnung des Temperaturfühlers zur Oberfläche und 1 mm Meßtiefe

Auch hier wurden höhere Werte berechnet (Bild 3.18) als in der Messung ermittelt werden konnten, wobei Ursachen die gleichen sein können, die schon bei der Betrachtung des dynamischen Fehlers angenommen wurden.

Auch hier sind noch eingehende Untersuchungen zur Erstellung von Korrekturformalismen erforderlich und wünschenswert, da der senkrechte Einbau besonders im oberflächennahen Bereich Aussagen über das Verhalten der unmittelbaren Randzone liefern kann.

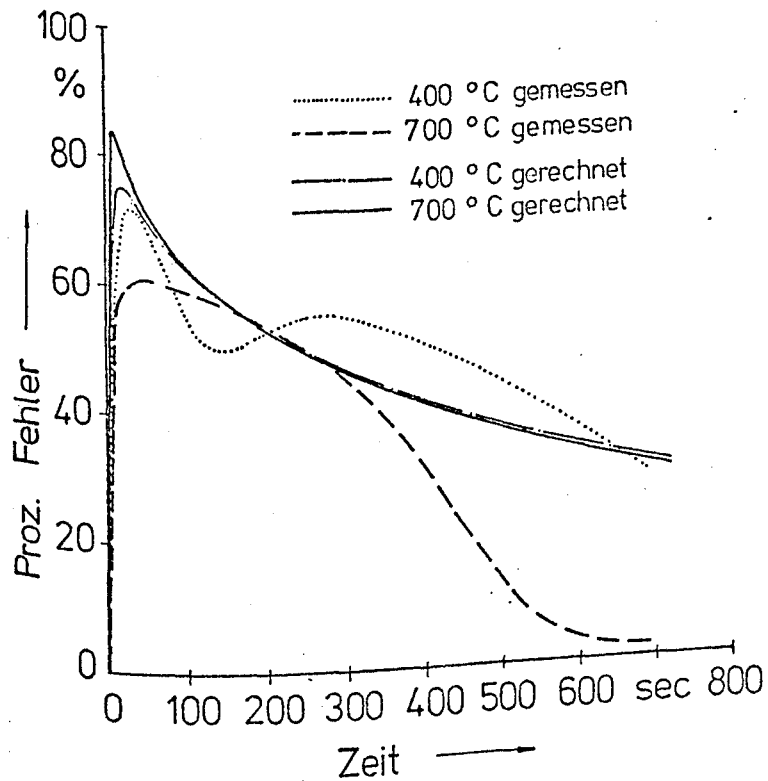


Bild 3.18 : Prozentuale Fehler bei der Messung des Wärmeleitfehlers in 1 mm Meßtiefe bei 400 und 700 °C

### 3.3.3 Thermische Untersuchungen an Fichtenholzplatten

Das gesamte thermische Verhalten von Holz gliedert sich wie der natürliche Brand in 4 Phasen :

- a) Aufheizphase
- b) Zündphase
- c) Abbrandphase
- d) Ausbrandphase

Die Untersuchungen, die hier vorgestellt werden, dienen der genaueren Kenntnisnahme von einzelnen Vorgängen im Zusammenhang mit dem Gesamtgeschehen beim Brand. Aus diesem Grund wurden und werden Untersuchungen unter verschiedenen Voraussetzungen mit dem Ziel vorgenommen, das Verhalten von Holz zu bewerten und die Erkenntnisse in das mathematische Modell einzubauen.

### 3.3.3.1 Untersuchungen der Randzonen

Untersuchungen der Randzone der Probe auf der der Wärmequelle zugewandten Seite wurden mit 1 mm starken Thermoelementen (senkrechte Anordnung) vorgenommen. Der Kopf wurde bis auf 0,1 mm an die Oberfläche herangeführt.

Die Stärke der Thermoelemente und ihre Anordnung wurden aus Positionierungsgründen gewählt.

Die Versuche wurden bei 400 °C bis 900 °C mit verschiedenen Probengrößen durchgeführt, die durch das Volumenverhältnis

$$V^* = \frac{\text{Probenvolumen}}{\text{Ofenraumvolumen}} \quad (3.21)$$

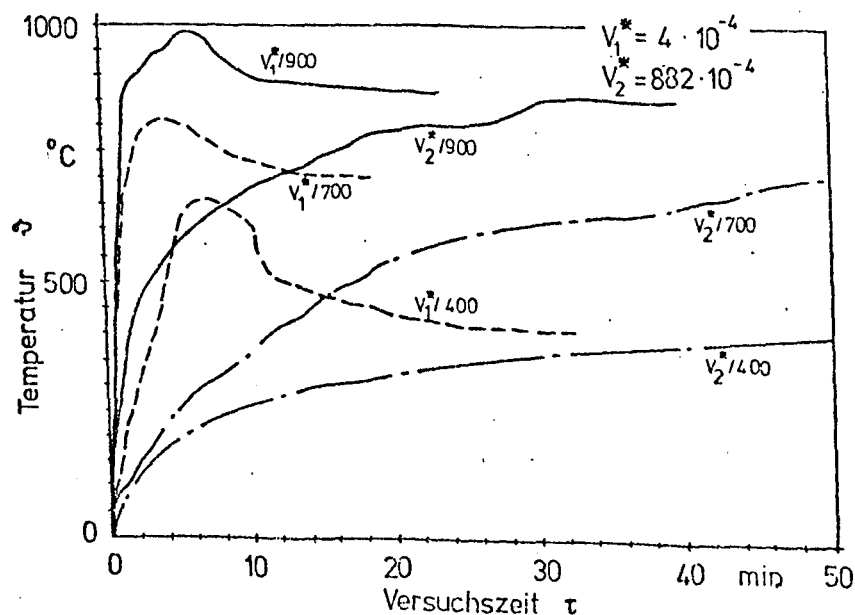
charakterisiert sind.

Dabei wurden insgesamt 6 verschiedene Probengrößen mit folgenden Extremen verwendet :

$$V_1^* = 4 \cdot 10^{-4}$$

$$V_2^* = 882 \cdot 10^{-4}$$

Da die Versuche in Luft durchgeführt wurden, war die Größe der Körpervolumina wegen des begrenzten Sauerstoffangebots von entscheidender Bedeutung, wie aus Bild 3.19 zu ersehen ist.



**Bild 3.19** : Temperaturverlauf im Abstand von 0,1 mm unter der Probenoberfläche für die Volumenverhältnisse  $V_1^*$  und  $V_2^*$  bei 400, 700 und 900 °C Ofentemperatur

Während die kleine Probe ( $V_1^*$ ) voll ausreagieren konnte, wurde die große ( $V_2^*$ ) nach kurzer Zeit ohne Sauerstoff von außen einer thermischen Zersetzung zugeführt. Zusätzlich ist zu beachten, daß durch eine starke Rauchentwicklung auf Grund der unvollständigen Verbrennung der Wärmeübergang von der Ofenwand an die große Probe behindert wurde. Daraus läßt sich entnehmen, daß heftiges Reaktionsgeschehen, wie es bei den kleinen Proben sogar bei 400 °C Ofentemperatur zu beobachten war, von einem guten Sauerstoffangebot (bis ca. 18 %) abhängig ist. Die höheren Aufheizgeschwindigkeiten entstehen jedoch sicher nicht nur auf Grund der Reaktion, sondern weiterhin durch den Unterschied in der aufzuheizenden Masse. Bild 3.20 verdeutlicht diese Aussage.

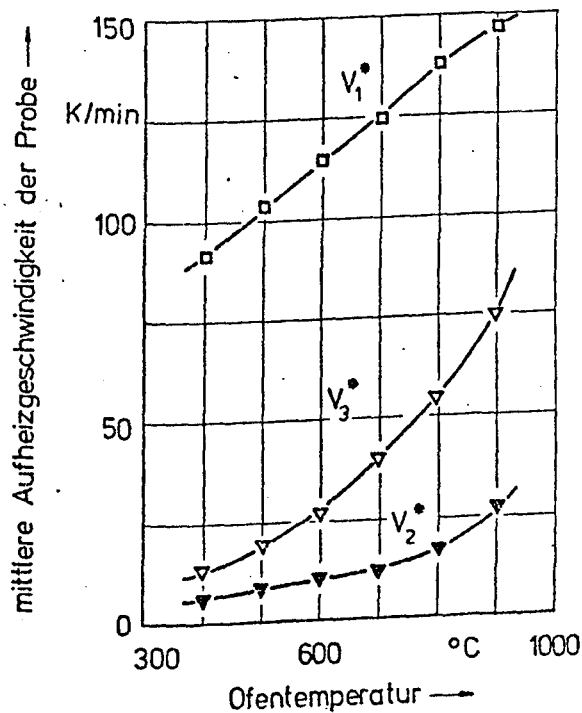


Bild 3.20 : Abhängigkeit der mittleren Aufheizgeschwindigkeit 0,1 mm unter der Oberfläche von dem Volumenverhältnis  $V^*$  und der Ofentemperatur

Hier ist neben den beiden bekannten Größen  $V_1^*$  und  $V_2^*$  eine dritte  $V_3^* = 110 \cdot 10^{-4}$  in Abhängigkeit der einzelnen Ofentemperaturen aufgetragen. Der größere Unterschied zwischen  $V_1^*$  und  $V_3^*$  gegenüber  $V_3^*$  zu  $V_2^*$  ergibt sich aus den bereits genannten Gründen, der Körpergröße und dem Sauerstoffangebot. Die hier dargestellten Versuchsergebnisse unterliegen den bekannten Meßfehlern, so daß eine absolute Aussage daraus nicht abgeleitet werden kann. Allerdings kann festgestellt werden, daß sowohl die gemessenen Temperaturen in der Aufheizphase als auch die ermittelten Aufheizgeschwindigkeiten noch höher liegen werden.



### 3.3.3.2 Untersuchungen der Temperaturfelder in Luft

Im folgenden Schritt wurden Messungen der Temperaturfelder in Abhängigkeit von der Ofentemperatur bei verschiedenen Oberflächenabständen vorgenommen. Hier wurden die gleichen Thermoelemente verwendet, wie bei den Randzonenuntersuchungen. Die Feuchtigkeit der Proben betrug 9,3 %.

Die Bilder 3.21 und 3.22 zeigen die Unterschiede im Temperaturgeschehen bei verschiedenen Ofentemperaturen auf. Während bei 400 °C ein stetiger Anstieg der Temperaturen zu beobachten ist, läßt sich bei höheren Temperaturen ein ausgeprägter Haltebereich bei etwa 100 °C erkennen, der auf die Verdampfung zurückzuführen ist.

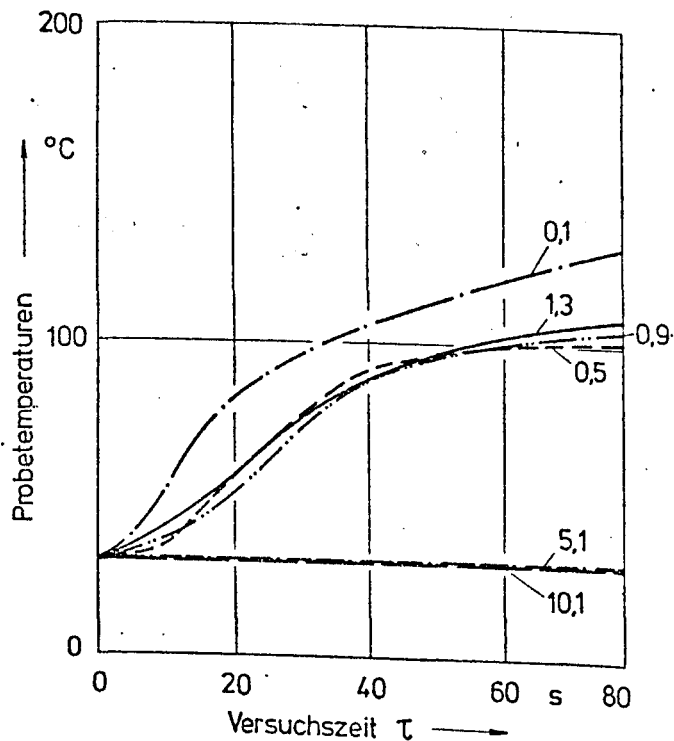


Bild 3.21 : Temperaturverlauf im Abstand von 0,1; 0,5; 0,9; 1,3; 5,1; 10,1 mm unter der Probenoberfläche für das Volumen-Verhältnis  $V^*$  bei 400 °C Ofentemperatur

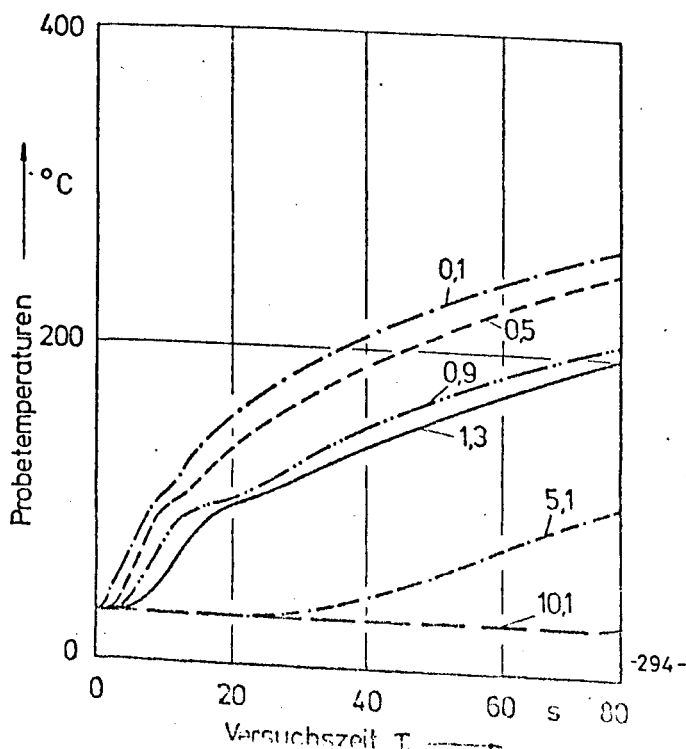


Bild 3.22 : Temperaturverlauf im Abstand von 0,1; 0,5; 0,9; 1,3; 5,1; 10,1 mm unter der Probenoberfläche für das Volumen-Verhältnis  $V^*$  bei 700 °C Ofentemperatur

Daraus folgt, daß bei Feuchtigkeit der hier vorhandenen Größenordnung die Verdampfung bei kleineren Temperaturen keinen deutlichen Einfluß auf das Temperaturgeschehen in der Randzone hat.

Der differenziertere Verlauf der Temperaturen bei 700 °C gegenüber 400 °C in 0,5, 0,9 und 1,3 mm Tiefe läßt darauf schließen, daß der Temperaturfühler einen entscheidenden Einfluß auf die Messung ausübt.

Daraus ergibt sich, daß diese Untersuchungen intensiviert werden müssen, um das mathematische Modell stützen zu können.

### 3.3.3.3 Untersuchungen der Temperaturfelder in inerter Atmosphäre

Die Untersuchungen in Luft zeigen, daß das Verhalten von Holz bei höheren Temperaturen entscheidend vom Sauerstoffangebot abhängt. Voraussetzung für die ablaufenden Oxydationsreaktionen ist jedoch die Bildung brennbarer Gase aus der thermischen Zersetzung. Aus diesem Grund müssen die Zusammenhänge zwischen Aufheizung und Pyrolyse genauer untersucht werden.

In Kap. 3.2 wurde bereits das hierfür erforderliche mathematische Modell vorgestellt, dem hier Messungen folgen, die zur Überprüfung des Modells bestimmt sind.

Diese Untersuchungen wurden mit Fichtenholzplatten durchgeführt, die in eine Wanne mit Dämmstoff eingebettet waren. Die Proben wurden bis auf die freie Oberfläche mit Wasserglas ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ ) eingestrichen, damit der Gastransport nur über die Oberfläche, d. h. eindimensional, erfolgen konnte.

Die Temperaturmessungen wurden mit Mantelthermoelementen (NiCr-Ni, 0,25 mm) in 1, 3, 8 und 12 mm Tiefe durchgeführt, wobei die Fühler parallel zur Oberfläche angeordnet waren.

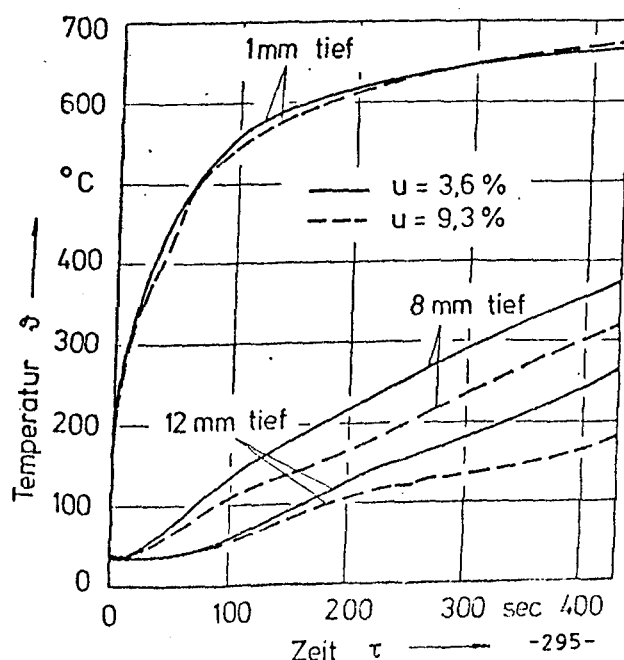


Bild 3.23 : Gemessene Temperaturen in 1,8 und 12 mm Tiefe bei  $u = 3,6$  und  $9,3\%$  Feuchtigkeit in inerter Atmosphäre

Die Ergebnisse in Bild 3.23 zeigen für eine Ofentemperatur von 710 °C, daß im Randbereich (1 mm) keine deutlichen Auswirkungen der unterschiedlichen Feuchtigkeiten der Proben zu beobachten sind, was darauf zurückzuführen ist, daß genügend Wärme zur Verdampfung herangeführt wird.

Dieser Effekt war bereits bei dem gerechneten Beispiel zu verfolgen (Bild 3.4).

Im Inneren (8 mm, 12 mm) wird der Einfluß jedoch stark und führt zu einer Verzögerung der Aufheizung der tieferen Bereiche und somit zu langsamerer Zersetzung.

Daraus folgt, daß weniger brennbare Gase an die Oberfläche gelangen und somit der Zünd- und Abbrandvorgang ebenfalls verzögert wurde.

Die Verläufe zeigen zumeist erst bei Temperaturen über 100 °C den durch Verdampfung bedingten Haltebereich.

Dieses Verhalten hängt mit den hohen, im Körper entstehenden Drücken zusammen, da der Fall der Belastung senkrecht zur Faser gemessen wurde, wobei Drücke auftraten, die die Siedetemperatur über 100 °C ansteigen lassen.

Ein unmittelbarer Vergleich führt bisher nur zu tendenziellen Ergebnissen, da Parameterstudien sehr umfangreich sein müssen und noch nicht abgeschlossen sind. Allerdings ist zu erkennen, daß das Rechenmodell die Vorgänge bereits gut erfaßt.

#### 3.3.3.4 Untersuchungen des Zündverhaltens von Fichtenholz

Das Zündverhalten eines brennbaren Stoffes ist für die Bewertung seiner Brandgefährlichkeit von entscheidender Bedeutung. Dabei muß nicht nur der Sauerstoffgehalt der Umgebung berücksichtigt werden, sondern auch der Grad der Vorheizung, wie nachfolgend gezeigt werden kann.

Der Zündvorgang und seine Voraussetzungen können in drei unterschiedliche Kategorien eingeteilt werden :

- a) Selbstentzündung
- b) Fremdzündung
- c) Selbstentflammung

Da die hier durchgeführten Untersuchungen bei Ofentemperaturen ab 400 °C erfolgen, wird in diesem Abschnitt der Vorgang der Selbstentflammung genau untersucht. Hierbei liegt Flammenbildung an der Oberfläche des Körpers durch Entzündung der entweichenden Gase an der heißen Oberfläche vor.

Die Untersuchungen wurden in der Versuchsanlage mit Vorkammer durchgeführt (Bild 3.24), wobei unter Berücksichtigung verschiedener Vorheizzeiten, Sauerstoffgehalte und Ofentemperaturen, Temperaturmessungen in und über der Probe vorgenommen wurden.

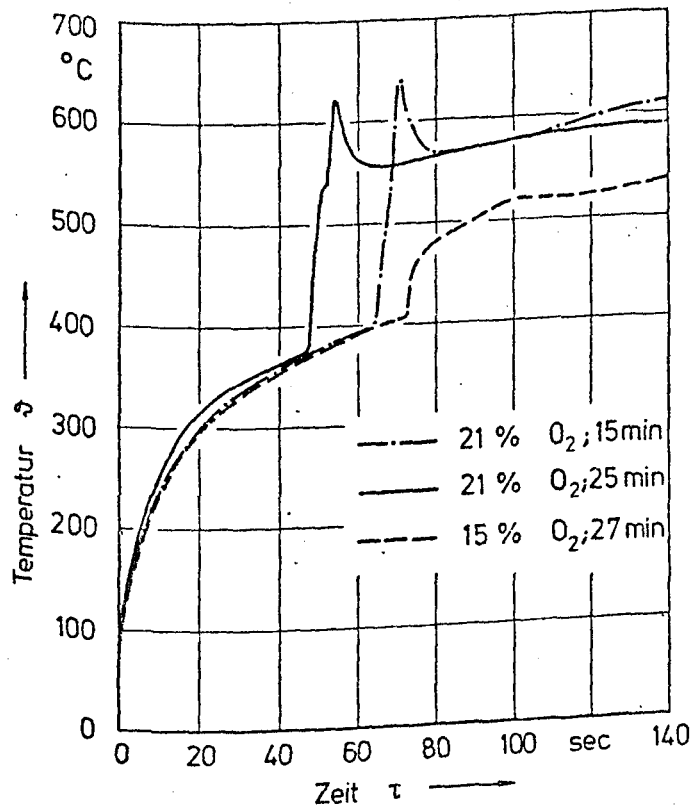


Bild 3.24 : Temperaturen 8 mm über der Oberfläche bei unterschiedlichen Sauerstoffkonzentrationen und Vorheizzeiten und 550  $^{\circ}\text{C}$  Ofentemperatur mit Mantelthermoelementen gemessen

Messungen mit Thermoelementen über der Probe lassen bei plötzlichem Anstieg den Zeitpunkt der Entflammung erkennen.

Die Vorheizung fand beim Verweilen der Proben in der Vorkammer, die etwa 60  $^{\circ}\text{C}$  Innentemperatur besaß, statt.

Diese Untersuchungen machten deutlich, daß ein ausreichendes Sauerstoffangebot erforderlich ist, um Zündung zu erhalten. So wurde festgestellt, daß bei Ofentemperaturen von 400  $^{\circ}\text{C}$  unter der Voraussetzung mehrerer Sauerstoffgehalte von 21 % bis 5 % keine spontane Selbstentflammung zu beobachten war. Dagegen entzündete sich die Probe bei 700  $^{\circ}\text{C}$  Ofentemperatur und 21 % Sauerstoff bei Eintritt in die Muffel. Bei dieser Temperatur wirkte sich ein kleinerer Sauerstoffgehalt verzögernd auf die Zündzeit aus. Dabei wird die Zündzeit als die Zeit definiert, die vom Eintritt in die Versuchskammer bis zur Selbstentzündung vergeht.

Als mittlere Temperatur wurden 550 °C untersucht. Bild 3.24 zeigt sowohl den Einfluß des Sauerstoffgehaltes als auch der Vorheizung auf den Zündvorgang auf. Daraus ist zu ersehen, daß nicht nur der Sauerstoffgehalt und die Umgebungstemperaturen für den Zündvorgang von Bedeutung sind, sondern daß auch der Grad der Vorheizung einen beträchtlichen Einfluß auf die Zündung eines brennbaren Stoffes haben kann.

Diese Aussage ist im Hinblick auf die Brandausbreitung wesentlich, da dabei meist ein Körper von benachbarten brennenden Stoffen aufgeheizt und somit zündfreudiger gemacht wird.

Die hier begonnenen Untersuchungen werden fortgesetzt und systematisiert.

#### 4. Wärmestrahlungsaustauschuntersuchungen an komplexen Geometrien

##### 4.1 Die Ausgangsfragestellung für Untersuchungen der Wärmestrahlung

Die beim Brand, sei es natürlicher oder Normbrand, auftretenden Wärmeübertragungsarten wie Konvektion, Leitung und Strahlung zeigen unterschiedlich starke Einflüsse auf die zu untersuchenden Materialien. Wegen der Kompliziertheit der ablaufenden physikalisch-chemischen Vorgänge und den daraus folgenden Überlagerungen der Wärmeübertragungsmechanismen wird eine Erfassung der jeweiligen Einflüsse deutlich erschwert.

In der Literatur sind Beschreibungen von Brandräumen vorhanden [4], die mit unterschiedlich großen Brandlasten belegt sind. Die zugrundeliegenden Modellvorstellungen sagen aus, daß die Lage, Verteilung und geometrische Anordnung des Brandgutes im Raum nicht berücksichtigt wurden und weiterhin der Wärmeübergang an die Wand stark vereinfachten Annahmen unterliegt. Der Wärmetransport während eines Brandes wird hauptsächlich durch Strahlung beeinflusst. Deswegen wird die Untersuchung des Verhaltens des Brandgutes zu seiner Umgebung in Abhängigkeit von Ort, Geometrie und Zeit notwendig, um örtliche thermische Belastungsspitzen verwendeter Bauteile zu bestimmen.

Die Entstehung und Ausbreitung des Brandes im Brandgut ist ein Maß für die freigesetzte Energie, im besonderen die Strahlungsenergie. Ziel der Brandgutuntersuchungen ist es, einen Normbrand zu beschreiben, um dann eine Übertragbarkeit auf den natürlichen Brand zu erhalten, indem die Brandcharakteristik dargestellt wird. Wie Ehm [7] und Ehm und Arnault [10] gezeigt haben, ist eine Beschreibung des natürlichen Brandes durch einen Krippenbrand nach DIN 4102 nicht mit einer Einheitstemperaturkurve (ETK) nachvollziehbar, weil die tatsächlich ablaufenden Prozesse im Brandgut, d. h. am Einzelteil und seiner Wechselwirkung mit der Umgebung nicht bekannt sind.

##### 4.2 Verwendete Lösungsmethode

###### 4.2.1 Allgemeine Anforderungen an ein Rechenmodell für den Wärmestrahlungsaustausch

Die Krippe in ihrer gekreuzten Anordnung stellt das Brandgut dar. Eine Systematisierung des Krippenbrandes für einheitliche Bewertung unter bestimmten

Randbedingungen und verschiedenen Parametereinflüssen ist nicht bekannt. Allgemeine Abbrandversuche der Krippe sind in der Literatur vorhanden [9, 8], detaillierte Untersuchungen über Parametereinflüsse laufen zum gegenwärtigen Zeitpunkt [43, 15, 16].

Für Aussagen über die örtliche und zeitliche Energiefreisetzung wird es notwendig, das Einzelteil einer Konfiguration in seinem thermischen Verhalten und in seiner Wechselwirkung mit der Umgebung zu untersuchen. Für Untersuchungen des hier auftretenden Wärmestrahlungsaustausches bietet sich die Stabbündelkonfiguration an, die einmal übersichtlicher gegliedert und dadurch mathematisch besser erfaßbar ist als die Krippe und zum anderen in der Literatur behandelt worden ist [33]. In der Krippe sind wegen der gekreuzten Anordnung die geometrischen Einflüsse schwer zu erfassen, die entscheidend sind für den Wärmestrahlungsaustausch. Weiterhin fehlen Bedingungen für den Wärmeübergang zwischen den Einzelteilen selbst und ihnen und der Umgebung.

Die Größe der ausgetauschten Energie und die daraus resultierende Temperatur eines Materials hängt des weiteren ab von der Art der Materialoberfläche, den Materialeigenschaften und der daraus resultierenden Richtungs- oder Intensitätsverteilung der Strahlung. Zur Erstellung eines Rechenmodells beim Wärmestrahlungsaustausch galt es, ein Verfahren zu finden, das in seinem Aufbau und Anwendungsbereich möglichst wenigen Einschränkungen unterliegt und des weiteren physikalisch übersichtlich bleibt. Das bedeutet, daß weder die Größe noch die Geometrie eines Raumes oder einer Konfiguration sich einschränkend auf die Anwendung und Ermittlung der Wärmestrahlung auswirkt.

Durch Vergleich verschiedener Rechenverfahren für komplexe Strahlungsaustauschrechnungen wurde einem statistischen Verfahren gegenüber einer Berechnung nach dem Matrizenkalkül der Vorzug gegeben. Die verwendete Lösungsmethode ist in der Literatur als Monte-Carlo-Verfahren bekannt, bei dem der betrachtete Vorgang in Abhängigkeit von einer Gesamtteilchenzahl beschreibbar wird, wovon wiederum die Genauigkeit der Berechnung abhängt.

Der Vorteil der verwendeten Methode liegt in seiner Übersichtlichkeit. Der zu berechnende Fall wird lediglich einmal in seinen funktionellen Zusammenhängen dargestellt und im folgenden nach statistischen Wertigkeiten, denen Strahlungsgesetze zugrunde liegen, beschrieben.





#### 4.2.2 Beschreibung des Rechenverfahrens für die Konfiguration des Stabbündels

Für die Verwendung des ausgesuchten Verfahrens wird anhand einer konkreten Konfiguration geprüft, ob die Annahmen über die Wärmestrahlungsaustauschgesetze und über das verwendete Rechenmodell im Rahmen der Genauigkeit liegen. Als Konfiguration wird ein Stabbündelmodell mit versetzter Anordnung gewählt, wobei als Material Stahlrohre verwendet werden, deren Materialkonstanten zu berücksichtigen sind. Durch die Wahl dieses Materials ist bei der Berechnung der Wärmestrahlung nicht notwendig, die Flammenstrahlung und Reaktionskinetik mit zu erfassen. Um aus versuchstechnischen Gründen die Rohre parallel zu halten, wird mit Boden- und Deckplatte gearbeitet, deren Einfluß im Rechenprogramm durch theoretische Verlängerung der Stäbe ausgeglichen wird.

Des weiteren dient das Vorhandensein der Deckplatte dazu, den Einfluß der sich zeitlich ausbildenden freien Konvektion zu bestimmen, die den Wärmestrahlungsaustauschvorgang überlagert. Die Größe der ausgetauschten Energie durch Strahlung hängt ab von der Temperatur, dem Material, der Oberfläche und der geometrischen Zuordnung oder dem Winkelverhältnis.

Aus diesem Grunde wurden zwei Rechenprogramme aufgestellt, die einmal die geometrischen Zusammenhänge in Abhängigkeit vom Reflexionsgrad und von der Richtungsverteilung der Strahlungsintensität erfaßt und zum anderen mit den ermittelten geometrischen Winkelverhältnissen die zeitliche Temperaturänderung durch Wärmeaustausch beschreibt. Das Programm zur Ermittlung der Winkelverhältnisse wird nach den Erfordernissen der Monte-Carlo-Methode gegliedert.

Zu Beginn segmentiert man alle Flächen und läßt von einem so entstandenen Element die Strahlung nach statistischen Gesetzen, die die Strahlung beeinflussen, in den dreidimensionalen Raum strahlen. Im Rahmen der Rechenkapazitäten der ICL-Anlage 1906 der TU Braunschweig werden von einem Zylindersegment  $10^5$  Teile ausgesandt, die die Gesamtheit der Energie darstellen, die durch Strahlung austauschbar sei. Zu Beginn wird die Richtung durch Winkel  $\beta$  über einen Zufallszahlengenerator bestimmt (Bild 4.1) und anschließend über die dort aufgespannte Ebene die räumliche Abstrahlung mit dem Vektor  $R$  beschrieben, wobei die Richtung Strahlungsgesetzen unterliegt.

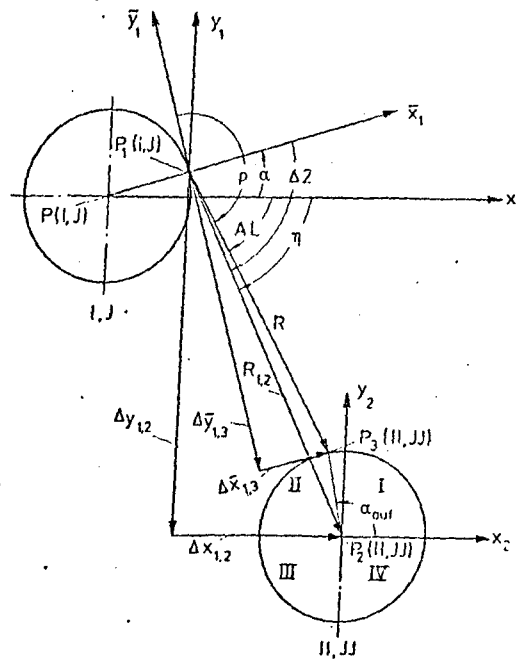


Bild 4.2 : Darstellung des Strahles R vom Ausgangspunkt  $P_1$  (I, J) zum Auftreffpunkt  $P_3$  (II, JJ)

Ohne Schwierigkeiten ist eine Variation von Durchmesser und Abstand der Stäbe möglich. Wegen der Dynamik der Vorgänge sind alle Ergebnisse vierdimensional zu erklären.

#### 4.3 Ergebnisse an einem Stabbündelmodell

##### 4.3.1 Modellbeschreibung und Versuchsdurchführung

Parallel zu den Rechnungen ist eine experimentelle Absicherung für den Wärme-strahlungsaustausch notwendig.

Mit der Voraussetzung, daß die ausgetauschte Energie durch Strahlung ermittelt werden soll, mußte ein besonderes Versuchsprogramm gestaltet werden. Als Versuchsmodell dient die Konfiguration des Stabbündels in versetzter Anordnung (Bild 4.3).

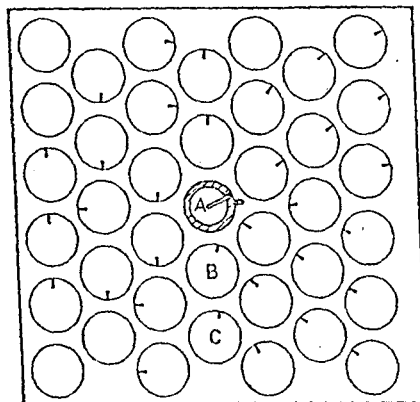


Bild 4.3 : Grundriß eines Modells mit Lage der Thermoelemente

Obwohl im großen Versuchsofen des Teilprojektes C 1 Holzkonfigurationen gezündet werden oder Modelle mit Stahlrohren beflammt worden sind, entstehen auf Grund der geführten heißen Randgase starke konvektive Einflüsse. Für die Ermittlung der übertragenen Strahlungswärme im Modell sind definierte einfache Randbedingungen, die die Messung nicht verzerren, notwendig. Deswegen ist wegen der Kompliziertheit der ablaufenden Vorgänge die große Versuchskammer nicht geeignet und eine neue kleine Ersatzkammer wurde erstellt.

Die Vereinfachung besteht darin, daß eine abnehmbare, innen isolierte Metallhaube über das Stabmodell gesetzt wird. Acht Bunsenbrenner im Boden des isolierten Kastens sorgen für eine langsame, kontinuierliche Aufheizung auf  $800^{\circ}\text{C}$  in ca. 6 Stunden. Auf Grund der geringen Wärmeverluste nach außen, stellt sich in der Versuchskammer eine fast konstante Temperatur ein, so daß die Temperaturdifferenz der einzelnen Stäbe untereinander um max. 20 K differiert. Beim Erreichen eines stationären Zustandes wird nach Abheben der isolierten Kappe das Verhalten des

Stabbündelmodells bezüglich der Strahlung in die freie Umgebung untersucht.

Die Stäbe des Modells bestehen aus Stahlrohren, um Flammenstrahlung und Reaktionskinetik während des Versuches auszuschalten. Die Markierungen (Bild 4.3) auf den Umrandungen der Stäbe deuten die Lage der eingebauten Thermoelemente auf dem Umfang an.

Nach Abheben der isolierten Kappe messen 30-40 Thermoelemente das zeitliche Abkühlungsverhalten des Modells, wobei durch Variation der Anbringung auf dem Umfang dort die thermische Belastung erfaßbar wird. Diese Kenntnisse zeigen ihre Bedeutung, wenn für die Genauigkeit der Rechnung Randbedingungen über die Umfangsverteilung der Temperatur eines Segmentes einzugeben sind.

Mit Bild 4.4 wird in der Seitenansicht das Meßverfahren deutlich.

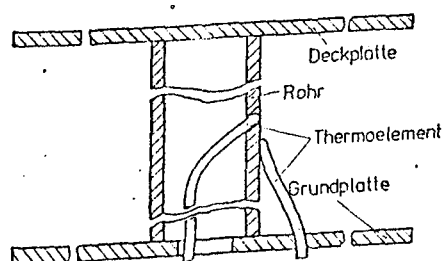


Bild 4.4 : Schematischer Aufbau des Modells (Seitenansicht)

Das untersuchte Modell wird durch eine gleich große Grund- und abnehmbare Deckplatte begrenzt.

Die Thermoelemente werden von innen nach außen an die Rohroberfläche geführt, um den Meßfehler bezüglich eigener Abstrahlung klein zu halten. Für Fehlerbeurteilungen und Abschätzungen sind vereinzelt zum Vergleich Thermoelemente an der Oberfläche befestigt worden.

Die Registrierung der Temperaturen und der Zeit während des Versuches erfolgt durch eine Datenerfassungsanlage und wird auf Lochstreifen gespeichert, um später bei der Auswertung die Werte im erstellten Plotterprogramm maschinell zeichnen zu können.

#### 4.3.2 Vergleich von Meß- und Rechenergebnissen

In den Bildern 4.5, 4.6 und 4.7 werden gerechnete und gemessene Ergebnisse verglichen, wobei exemplarisch die im Bild 4.3 bezeichneten Stäbe A, B und C diskutiert werden sollen.

Im folgenden erfolgt die Darstellung lediglich an einer Konfiguration mit festem Durchmesser und Abstand der Stäbe, obwohl das Versuchsprogramm drei verschiedene Durchmesser und vier unterschiedliche Abstände variiert.

Bild 4.5 zeigt den zeitlichen Temperaturverlauf des Zentralstabes A an der Oberfläche bezüglich seines Strahlungsverhaltens im Wechselspiel mit den umliegenden Elementen der Konfiguration. Die Kurve (1) stellt den tatsächlich gemessenen Temperaturverlauf dar. Im Gegensatz zu (1) erklärt die Kurve (2) die gleiche Messung, nur daß der maximal mögliche Fehler der Temperaturanzeige für die zeitliche Verzögerung durch Wärmeleitung, also durch ein Totzeitglied, gekennzeichnet ist. Der Fall ist dann möglich, wenn die Spitze des Thermoelementes an der Innenseite des Rohres liegt. Zum Vergleich dazu geben die Kurvenzüge (3) und (4) gerechnete Werte wieder. Der Unterschied zwischen ihnen beruht darauf, daß bei der Ermittlung der Winkelverhältnisse einmal mit der Möglichkeit der Reflexion gerechnet wurde und zum anderen einfacher Strahlungsaustausch vorgegeben war.

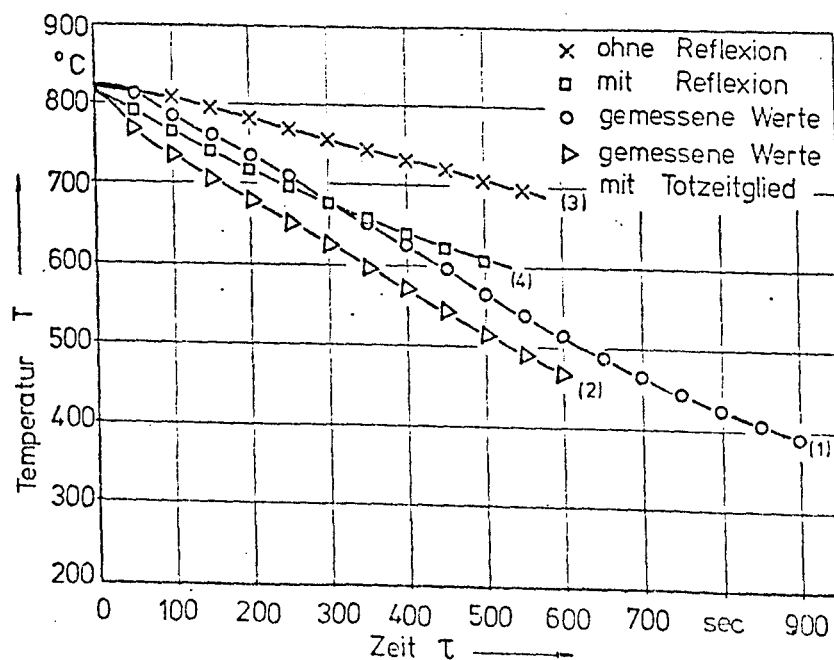


Bild 4.5 : Abkühlungsverhalten des Zentralstabes A nach Bild 4.3

Wie aus dem Verlauf von (4) zu ersehen ist, darf wegen der gegenseitigen Beeinflussung der einzelnen Konfigurationselemente untereinander die Reflexion nicht vernachlässigt werden.

Bild 4.6 verdeutlicht das Verhalten des Stabes B, der weiter am Rand des Modells liegt und deswegen stärker als der Zentralstab von Randeinflüssen erfaßt wird. Der Vergleich der beiden Kurven von Meßstelle (2) und (3) gibt die Temperaturverteilung auf den Umfang dieses Stabes wieder, da die Elemente um  $180^\circ\text{C}$  versetzt angeordnet waren. Dem dargestellten gerechneten Verlauf der Abkühlung liegt eine Berücksichtigung der Reflexion zugrunde.

Analog Bild 4.6 ist 4.7 aufgebaut. Die Meßstellen (4) und (5) sind ebenso um  $180^\circ\text{C}$  versetzt angeordnet. Hier wird der Stab C, ein Randstab des Modells gezeigt.

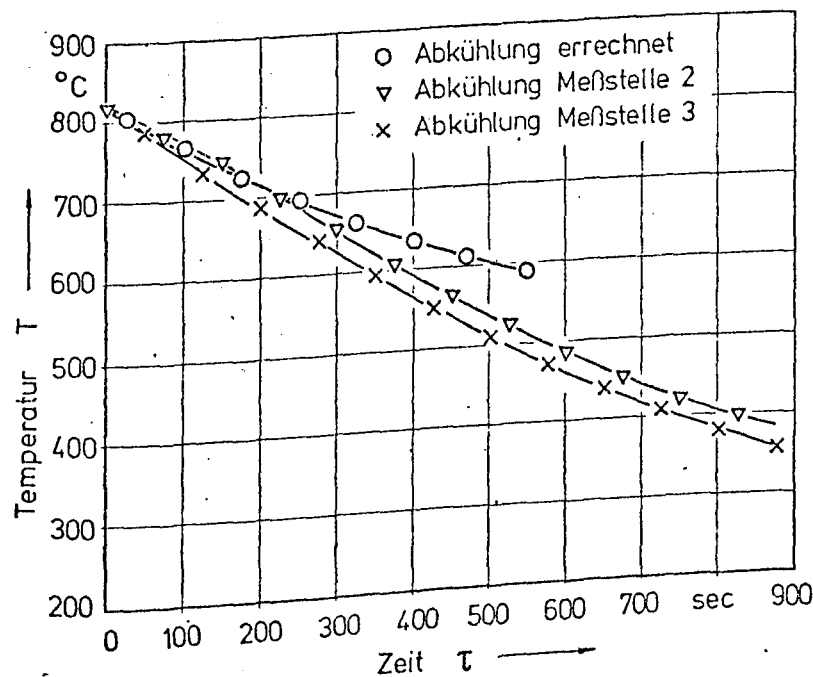


Bild 4.6 : Abkühlungsverhalten des Stabes B nach Bild 4.3

Beim Vergleich des Abkühlungsverhaltens der Stäbe A, B und C wird deutlich aus den entsprechenden Bildern ersichtlich, daß der Unterschied von Rechnung und Messung von innen nach außen immer stärker ansteigt. Der physikalische Grund ist

der nicht zu vernachlässigende Einfluß der sich ausbildenden freien Konvektion, der von der Mitte des Modells in Richtung Umrandung steigt, da die abströmende erwärmte Luft immer weniger behindert wird.

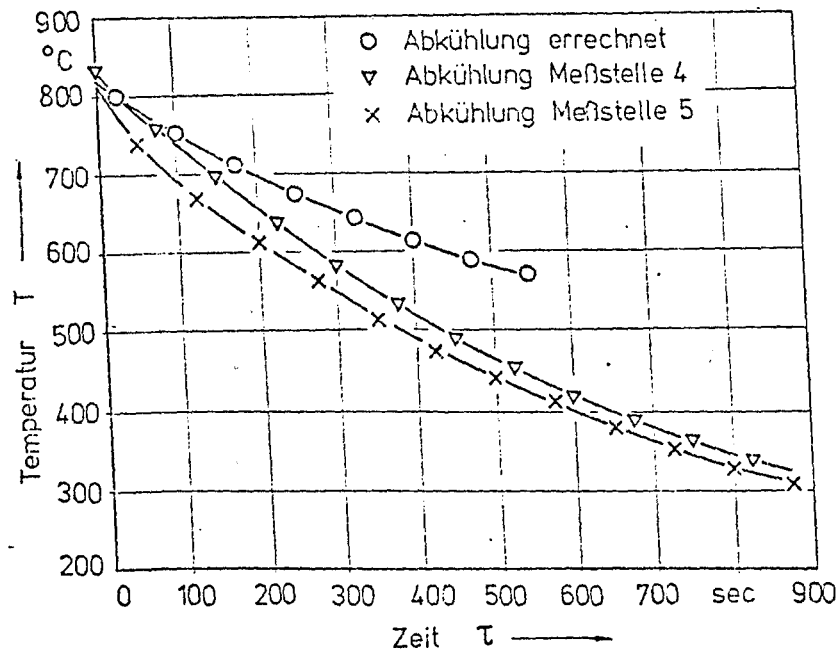


Bild 4.7 : Abkühlungsverhalten des Randstabes C nach Bild 4.3

#### 4.3.3 Der Einfluß verschiedener Parameter

Beim Vergleich von Rechnungen und gemessenen Zuständen über der Zeit traten Differenzen in den Ergebnissen auf, die sich unter anderem durch die Meßgenauigkeit, die Lage der Meßfühler und den Einfluß der freien Konvektion erklären lassen.

Ihre Größenordnungen mußten theoretisch wie meßtechnisch erfaßbar sein, damit die Ergebnisse bezüglich der Strahlungsaustauschrechnung gültige Zuordnungen ergeben.

Da das Modell während des Versuches der freien Umgebung überlassen wird, treten deswegen bei der Abkühlung dynamische Einflüsse auf, die die Meßfühler entsprechend ihrer Anbringung unterschiedlich belasten.

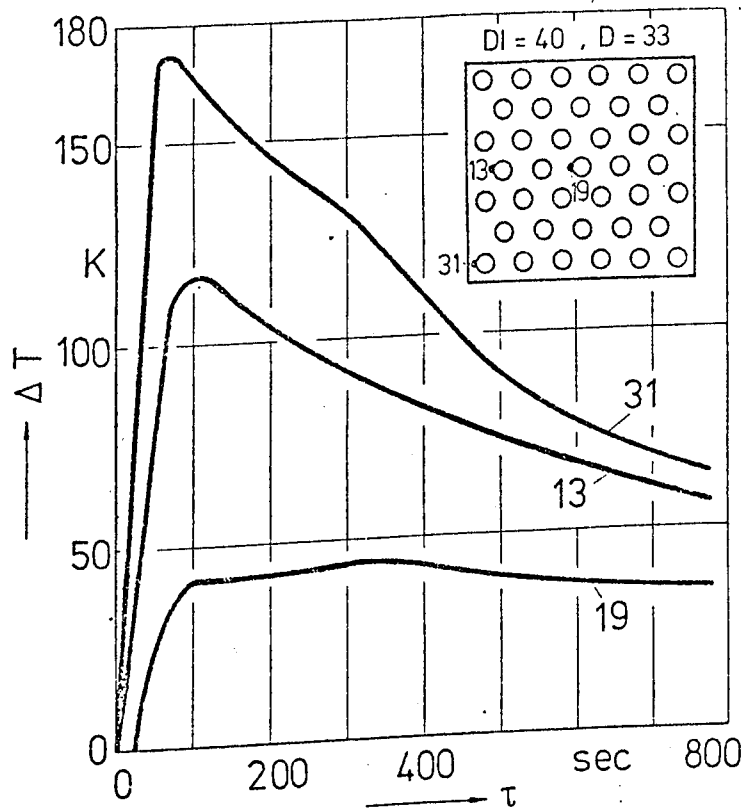


Bild 4.8 : Temperaturdifferenz beim Vergleich von innen durch das Material an die Oberfläche geführter und an der Oberfläche befestigter Meßfühler (Durchmesser  $D = 33$  mm,  $DI = 40$  mm)

Bild 4.8 zeigt anhand von Temperaturdifferenzkurven, wie stark die Schwankung sein kann, wenn am gleichen Ort mit verschiedener Methode gemessen wird. Im Modell sind, wie in der Skizze im Bild 4.8 angedeutet, drei kennzeichnende Stäbe gewählt worden. Lediglich die Anbringung zweier Thermoelemente am einzelnen Stab unterschied sich. Es wurde wie im Bild 4.4 verfahren, wobei einmal ein Meßfühler durch das Material an die Oberfläche geführt und andererseits das Thermoelement auf der Oberfläche



befestigt wurde. Die Differenz beider Messungen über der Zeit im Bild 4.8 veranschaulicht, daß Detailuntersuchungen über die Meßgenauigkeit sinnvoll sind. Dies wird besonders deutlich bei den beiden Randstäben (13) und (31), bei denen sich freie Konvektion zusätzlich auswirkt, da auf Grund der Anbringung der Temperaturfühler Temperaturunterschiede von ca. 110 K bis ca. 170 K auftreten. Das Konzept der Versuche sah vor, daß der Einfluß der freien Konvektion im Modell bestimmbar sein sollte. Das konnte durch das wahlweise Abnehmen der Deckplatte erreicht werden. Gleiche Versuche mit und ohne Deckplatte zeigten nicht zu vernachlässigende Temperaturdifferenzen zur selben Zeit (Bild 4.9) bei gut von der Umgebung abgeschirmten Stäben. Die Höhe der Temperaturdifferenz ist ein Maß für die Änderung der freien Konvektion bei aufgelegter zu abgenommener Deckplatte oder in anderen Worten ein Maß für die Behinderung der freien Konvektion durch die aufgelegte Deckplatte. Die für die Berechnung des Energieaustausches im Modell nicht zu vernachlässigende freie Konvektion bzw. der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha$  ist im Bild 4.10 über den Modellquerschnitt bei aufgelegter Deckplatte dargestellt. Es zeigt sich, daß bei größer werdendem Durchmesser  $D$  und bei konstantem Abstand der Stäbe die freie Konvektion in der Mitte des Modells abnimmt und das weiter in den Randzonen geometrische Variationen des Durchmessers und des Abstandes ohne Einfluß bleiben.

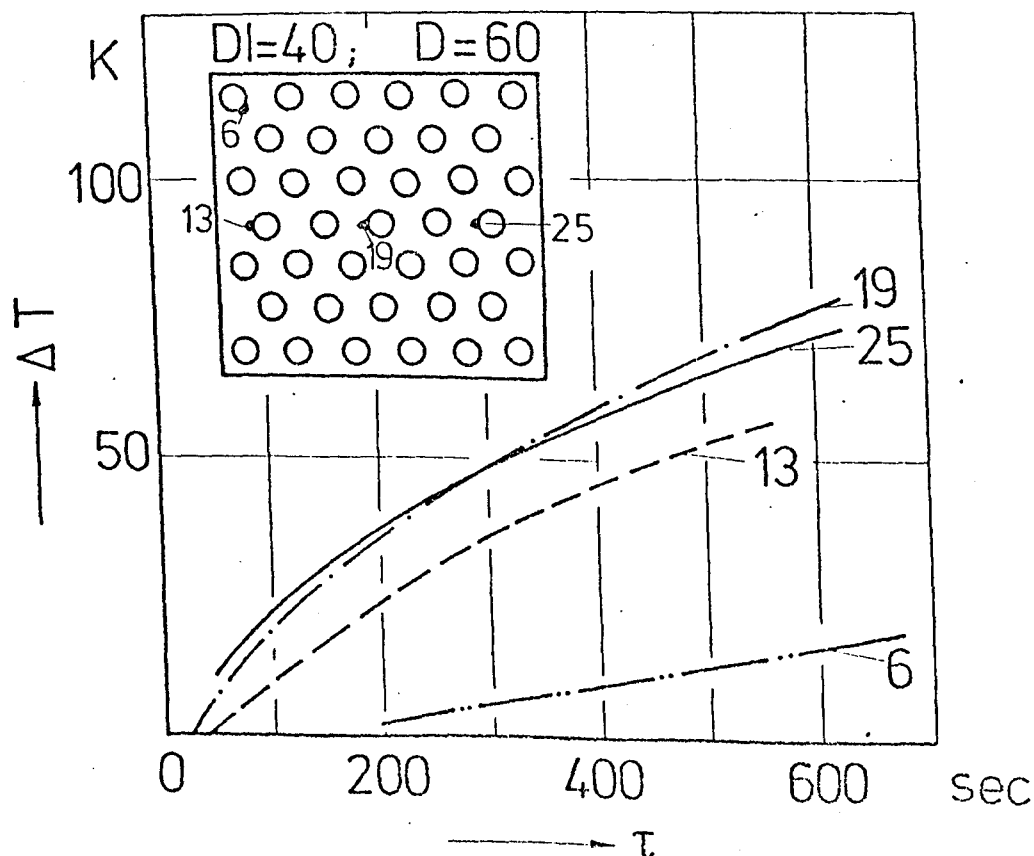
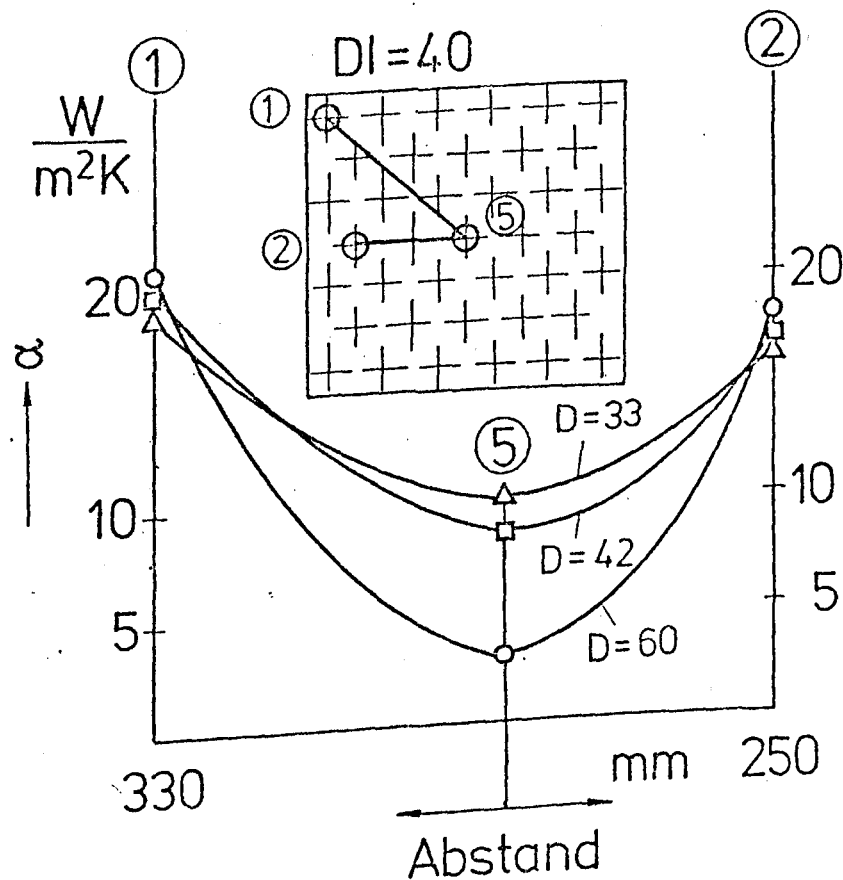


Bild 4.9 : Temperaturdifferenz gleicher Meßstellen durch aufgelegte und abgenommene Deckplatte (Durchmesser  $D = 60$  mm, Abstand  $DI = 40$  mm)



**Bild 4.10** : Verteilung der freien Konvektion über dem Modellquerschnitt bei aufgelegter Deckplatte (Abstand  $DI = 40$  mm, Durchmesser =  $D$ )

Zum Schluß der Ausführung über die Strahlungswärmeaustauschrechnungen in einem Stabbündel soll noch einmal betont werden, daß die untersuchte Konfiguration beim Strahlungsverhalten einmal ein Teilaspekt der Beschreibung des Brandgutes in seinem komplexen Verhalten darstellt und zum anderen eine Prüfung des verwendeten Rechenverfahrens ergibt, das im Hinblick auf eine allgemeine Verwendbarkeit beliebiger Geometrien einsetzbar ist und in den noch anstehenden Problemen des Teilprojektes C 1 wie der Brandraumbeschreibung Verwendung finden soll.

## 5. Untersuchungen an Holzbündeln

### 5.1 Vorbemerkungen

Im genannten Untersuchungsbereich des Teilprojektes C 1 nehmen die Betrachtungen brennbarer Konfigurationen einen breiten Raum ein, da ohne die Kenntnisse des Zusammenwirkens brennbarer Stoffe Aussagen über Brandverläufe und ihre Abhängigkeiten nicht möglich sind.

Wie bereits ausgeführt, hat das Teilprojekt nicht die bisher zumeist verwendeten Krippen zum Untersuchungsgegenstand gemacht, sondern das aus der Sicht der Wärme- und Stoffübertragung einfachere und bekanntere Modell des Bündels gewählt.

Weiterhin mußte eine Möglichkeit zur Unterdrückung des beim Brand entstehenden Auftriebs gefunden werden, der sich bei einem so komplexen Vorgang wie dem Abbrand einer Konfiguration kaum mathematisch-physikalisch beschreiben läßt.

So wurde als Versuchsmethodik festgelegt, daß das Bündel im Kreuzstrom von heißen Gasen mit so großen Geschwindigkeiten angeströmt werden soll, so daß der Auftrieb unbedeutend wird. Unter diesem Gesichtspunkt und dem Bestreben, möglichst umfangreiche Informationen über den Wärmeübergang vom Rauchgas an das Bündel sowie von diesem an die Umgebung zu erhalten, wurde eine Versuchsanlage konzipiert.

Die Messungen wurden bisher mit der Intention durchgeführt, einen möglichst optimalen Versuchsablauf zu sichern, so daß die bisher ermittelten Ergebnisse für eine Weiterverwendung noch nicht geeignet sind.

Bedauerlicherweise wurde der Aufbau und damit der Beginn der Messungen durch den Investitionsstop 1975/76 stark verzögert, so daß erst im Herbst 1977 die Anlage betriebsbereit war. Defekte an der Vielstellenmeßeinrichtung führten danach zu weiteren Verzögerungen.

Daraus folgt, daß die vorliegenden Ergebnisse nur einen ersten Eindruck vermitteln können.

### 5.2 Versuchseinrichtung

Die Versuchseinrichtung (Bild 5.1) wird durch einen modulierend arbeitenden Brenner für einen Durchsatz von maximal 160 Kg/h beflammt.

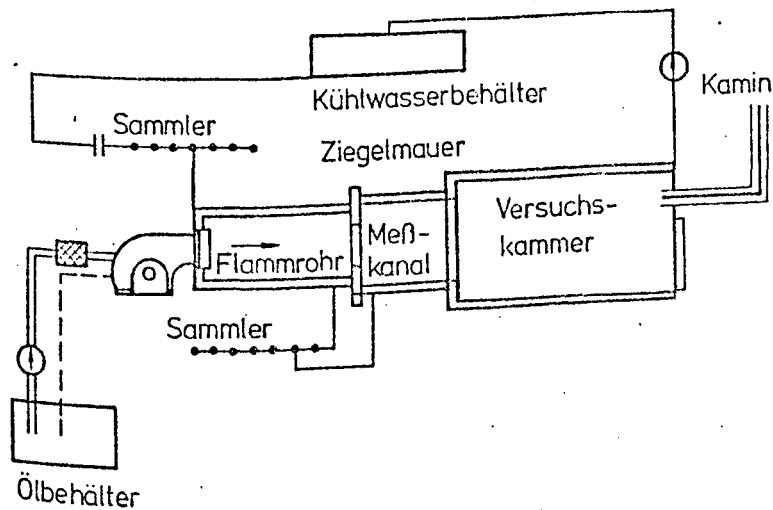


Bild 5.1 : Versuchseinrichtung für Bündelversuche

In dem nachgeschalteten Flammrohr soll die Flamme ausbrennen und danach das heiße Rauchgas durch eine Ziegelmauer in den Meßkanal eintreten. Diese dient zur Abschirmung des Modells gegen die leuchtende Flamme. Durch die nachfolgende Versuchskammer, die für spätere Versuche mit größeren Konfigurationen oder Teilen vorgesehen ist, wird das Rauchgas dem Kamin zugeführt. Die Bündelversuche selbst werden im Meßkanal durchgeführt, an dem sich auch die Meßeinrichtung (Bild 5.2) befindet.

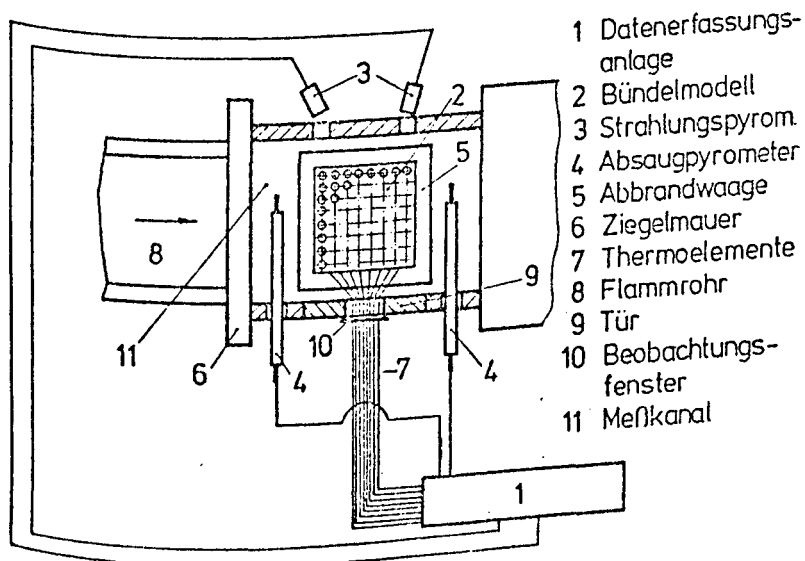


Bild 5.2 : Meßeinrichtung für Bündelversuche

Das mit Thermoelementen (7) bestückte Modell (2) wird nach Einfahren der Anlage auf einen stationären Zustand durch die Tür (9) im Meßkanal eingeschoben und auf der Wägeplattform der Abbrandwaage abgesetzt. Mit den Absaugpyrometern (4) wird vor und

hinter dem Modell die Rauchgastemperatur gemessen, während die Abstrahlung vom Modell über die Strahlungspyrometer (3) ermittelt wird.

Die Temperaturen der Kammerwände wurden mit Oberflächenthermoelementen gemessen, wodurch die seitliche Umgebungstemperatur erfaßt wurde.

Alle Meßgeräte sind mit der bereits in Kap. 3.2 dargestellten Datenerfassungsanlage verbunden, so daß eine schnelle Aufnahme der Daten und eine zügige Weiterverarbeitung gewährleistet sind.

Durch das Beobachtungsfenster (10) wird mit einer Fernsehkamera das Zünd- und Abbrandgeschehen beobachtet und auf Videorecorder aufgezeichnet.

Als Modell wird aus Modellierungsgründen erst einmal ein fluchtendes Modell verwendet, das aus Fichtenholzzyklindern besteht.

Die einzelnen Zylinder sind mit Thermoelementen bestückt (Bild 5.3), die knapp unter der Oberfläche angebracht sind und nach unten aus dem Modell und dem Kanal herausgeführt werden.

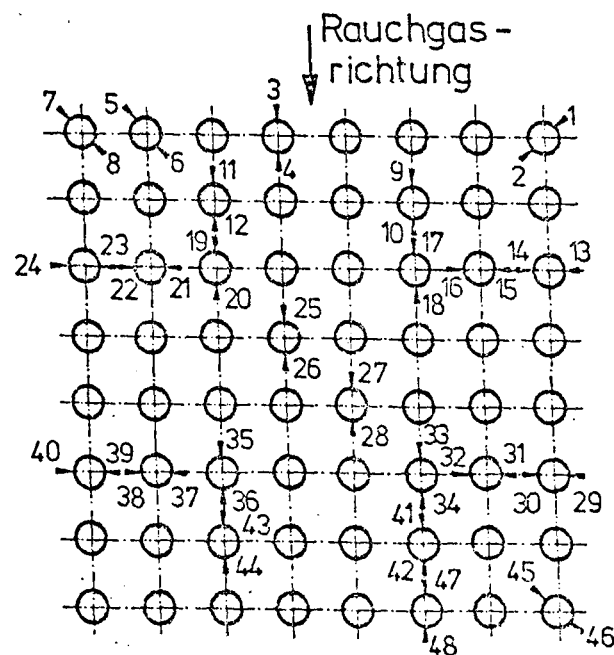


Bild 5.3 : Grundriß des Modells mit Lage der Thermoelemente

### 5.3 Versuchsergebnisse

Die Versuche wurden mit einer Bündelmatrix, bestehend aus 64 Holzzylinderelementen (Kiefer, Durchmesser 35 mm, Höhe 450 mm) durchgeführt. Der Abstand der Zylinderachsen betrug jeweils 70 mm.

Die Thermoelemente wurden in der halben Zylinderhöhe in 1 mm Tiefe angeordnet und verkittet. Dadurch konnten Abstrahlungsfehler vermieden werden.

Die Weiterverwendung der hier erhaltenen Daten in einem mathematischen Modell erfordert neben der Kenntnis des örtlichen Temperaturverlaufes in den Zylindern Kenntnisse über die zeitlichen Veränderungen der Rauchgas- und Umgebungstemperaturen.

Bild 5.4 zeigt einen konstanten Temperaturverlauf für die Ziegelwand und in den Meßkanal eintretendes Rauchgas, wodurch gezeigt wird, daß die Anlage auf stationären Zustand gebracht worden war.

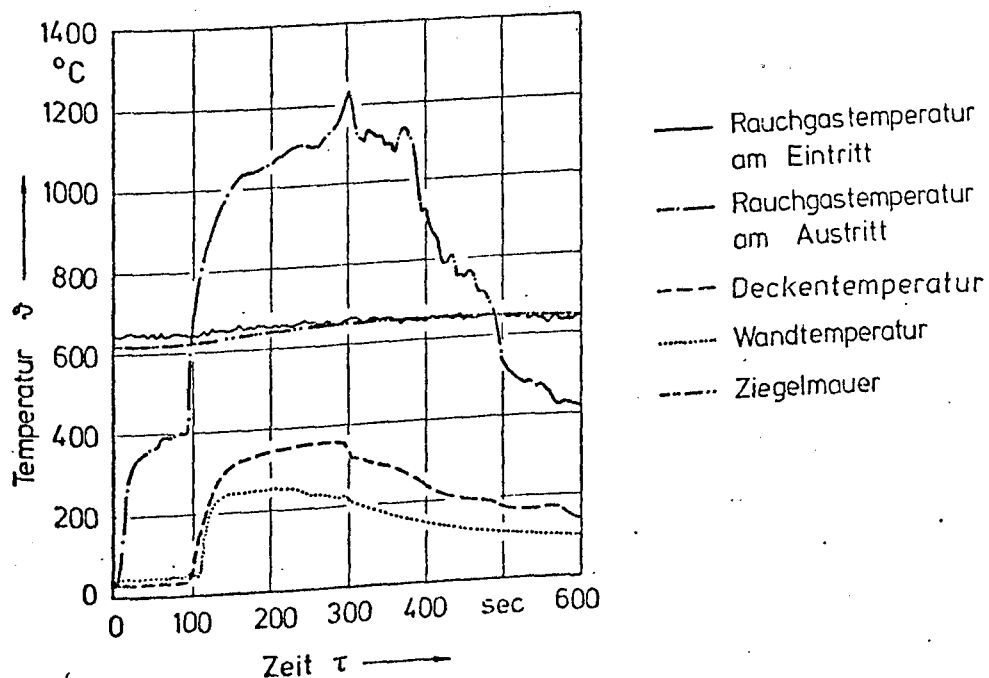


Bild 5.4: Temperaturverhalten der einzelnen Umgebungsbereiche im Meßkanal

Nach Einsetzen des Modells in den Meßkanal wurde das Absaugpyrometer am Kanalaustritt eingeschoben. Diese Maßnahme dokumentiert sich im Temperaturverlauf zu Beginn der Messung.

Die Zündung des Modells ist gut erkennbar an dem plötzlichen, steilen Anstieg der Temperaturen im austretenden Rauchgas sowie in Wand und Decke.

Das dargestellte thermische Verhalten der einzelnen Umgebungsbereiche ist für den Einbau der Wärmeübertragung in das mathematische Modell wesentlich.

Die Bestückung der Holzzylinder mit Thermoelementen wurde so vorgenommen, daß mit möglichst wenig Fühlern die wichtigsten Vorgänge der Wärmeübertragung im Bündel selbst sowie zwischen ihm und der Umgebung erfaßt werden konnten.

Bild 5.5 zeigt bis 100 sec den Temperaturabfall an den Zylindern durch Abnahme der Rauchgastemperatur, aber auch durch Abstrahlung deutlich.

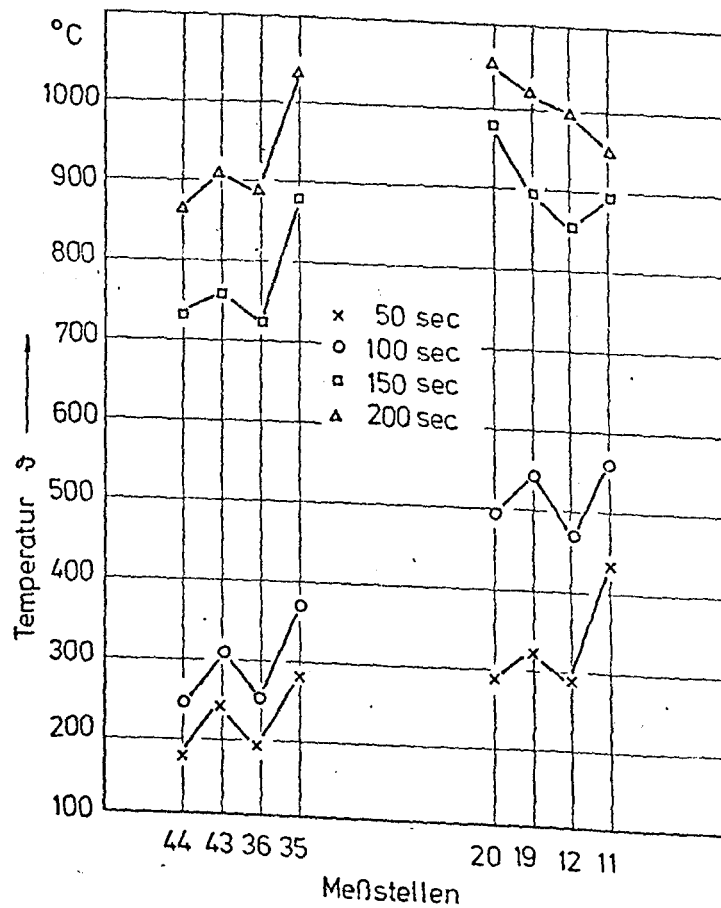


Bild 5.5: Örtlicher Verlauf der gemessenen Zylindertemperaturen an den Meßstellen 11, 12, 19, 20, 35, 36, 43 und 44 bei 50, 100, 150 und 200 Sekunden. (In Strömungsrichtung)

Weiterhin wird gezeigt, daß die der Strömung abgewandte Seite der einzelnen Zylinder wesentlich geringere Temperaturen aufwies als die Gegenseite. Nach der Zündung, d. h. nach 100 sec steigen die Zylindertemperaturen stark an, wobei sich am Modelleintritt ein Temperaturverhalten zeigt, das überwiegend durch Abstrahlungseffekte gekennzeichnet zu sein scheint, während am Austritt die Tendenzen aus der Aufheizphase bestehen bleiben.

Bild 5.6 gibt die Temperaturen senkrecht zur Strömungsrichtung wieder. Hier sind die Temperaturen der den kalten Wänden zugewandten Seiten der Zylinder wesentlich geringer als auf der Gegenseite, womit der große Abstrahlungseffekt nach außen aufgezeigt wird.

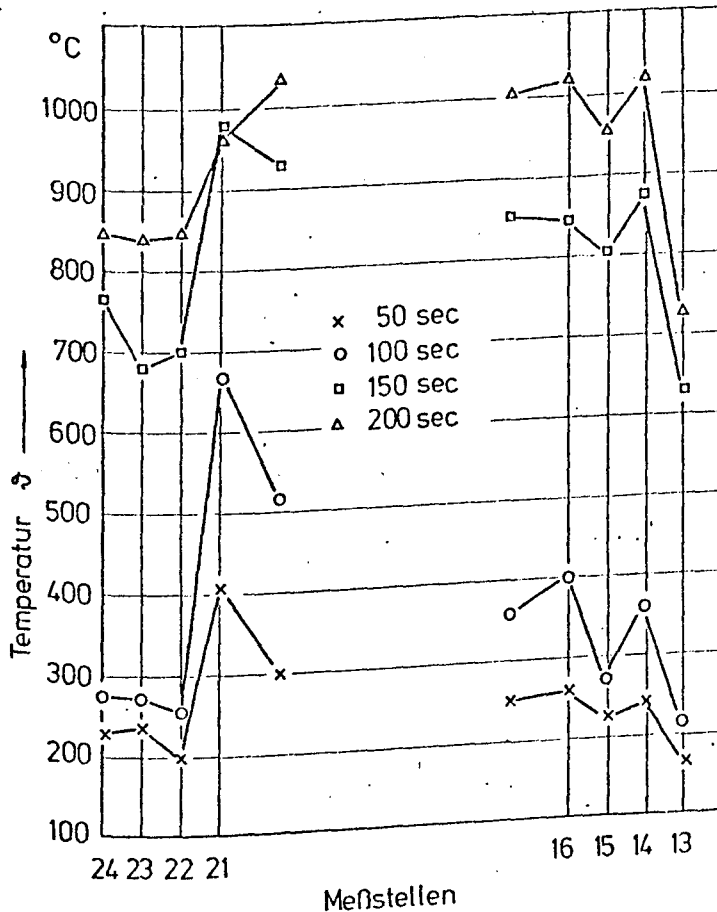


Bild 5.6: Örtlicher Verlauf der gemessenen Zylindertemperaturen an den Meßstellen 13, 14, 15, 16, 21, 22, 23 und 24 bei 50, 100, 150 und 200 Sekunden. (Senkrecht zur Strömungsrichtung)

Beobachtungen untermauern diese Aussage. Innerhalb des Modells erfolgt eine schnelle Verbrennung der Substanz, während die Elemente in den Randzonen erst später einer stärkeren Zersetzung unterliegen. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß diese Versuche, in größerem Rahmen durchgeführt, eine gute experimentelle Grundlage für das mathematische Modell darstellen werden.



## 6. Untersuchungen über die Wärmeübertragung in Brandräumen

### 6.1 Ziel und Aufgabenstellung

Als Ziel von Brandraumuntersuchungen ist die Beurteilung der thermischen Beanspruchung von Konstruktionselementen im Brandfall und den daraus resultierenden mechanischen Belastungen während des ablaufenden Brandes zu sehen. Durch die physikalische Beschreibung des Brandfalles tritt ein wichtiger Aspekt auf, wie die Wiederverwendbarkeit thermisch belasteter Bauteile zu bewerten ist. Erste Versuche für eine Systematisierung erfolgten in Schweden unter Berücksichtigung einfacher Wärmeübertragungsmodelle [ 4 ]. Für das zeitvariante Verhalten des Brandraumes unter Brandbeanspruchung gibt es zwei Problemkreise zu lösen. Einmal muß die Brandentstehung, die Entwicklung und der Verlauf des Brandes, der Wärmeübergang an benachbarte Teile, die Brandausbreitung und die daraus entstehenden Temperaturfelder im Brandraum beurteilt werden und daraus wiederum, die sich ausbildenden Temperaturfelder im Bauteil mit der daraus resultierenden Belastbarkeit. Hierdurch ergeben sich folgende Aufteilungen für einzelne Projekte des Sonderforschungsbereiches 148:

- 1) mechanisch-thermische Untersuchungen über die Belastbarkeit von Bauelementen (Projekt A),
- 2) Untersuchungen bezüglich zeitabhängiger Verformungsprozesse mittels instationär erwärmter und mechanisch beanspruchter Materialien (Beton, Stahl) - (Projekt B),
- 3) Ermittlungen realitätsnaher Randbedingungen für die Projekte A und B unter Verwendung einmal theoretischer Ansätze und zum anderen von parallel dazu durchgeführten Versuchen (Projekt C 1).

Von der Beurteilung des natürlichen Brandes ausgehend - wobei im letzten Antragszeitraum des Teilprojektes C 1 schwerpunktmäßig an Untersuchungen einmal der physikalisch-chemischen Vorgänge des Einzelteiles bei der thermischen Zersetzung gearbeitet wurde und an Stabbündelkonfigurationen andererseits die Wärmestrahlungs- und konvektiven Austauschvorgänge untersucht

wurden -, soll eine modellmäßige Darstellung des Brandraumes mit den vorher gewonnenen Erkenntnissen aufgebaut werden.

Von kleinen Brandräumen ausgehend, soll baukastenförmig eine Beschreibung erfolgen, wobei einmal die Brandcharakteristik als natürlicher oder Normbrand eingebaut wird, des weiteren die Geometrie des Raumes, die Lüftung und die Einflüsse der Wärmeübertragungsarten wie Strahlung, Konvektion und Leitung. Die Erfassung der sich überlagernden physikalischen Vorgänge wie leuchtende Flamme, Strahlung zwischen Wand, Gas und Prüfstück, sich ausbildender Strömung auf Grund der Konvektion soll durch Parameterstudien und Variation von Modellbrandräumen dargestellt werden.

## 6.2 Theoretische Grundlagen und Lösungsweg

Für die Beschreibung eines Brandraumes in seinem wärmetechnischen Verhalten bei einer allgemeinen Belegung mit einer Brandlast kann auf die Kenntnisse und Erfahrungen des Ofenbaus zurückgegriffen werden [ 44, 45 ]. Der Brandraum wie die Brennkammer werden gekennzeichnet durch eine eingeschlossene Diffusionsflamme, wobei einmal die Energiefreisetzung der im Brandgut gebundenen chemischen Energie die Brandbelastung im Brandraum hervorruft und andererseits die Umwandlung der chemisch gespeicherten Energie in fossilen Brennstoff durch Reaktion mit Sauerstoff in der Flamme der Übertragung der Wärme auf eine Wärmesenke dient. Als Beispiel seien die vielen Varianten der Industrieöfen angeführt und außerdem die Stützenprüfstände der Materialprüfungsämter wie der Stützenprüfstand des Projektes A im Sonderforschungsbereich 148.

Als Kriterium für die Beurteilung der Vorgänge im Brandraum dient die Flamme oder das Flammenbild, resultierend aus Öldurchsatz oder durch Brandgutkonfiguration und dem auftretenden Wärmetransport. Beschreibbar werden die freigesetzten Energien durch folgende Parameter:

- 1) Strömung und Mischung der Reaktionsteilnehmer und der Verbrennungsprodukte,
- 2) zeitlicher und örtlicher Verlauf der chemischen Wärmefreisetzung
- 3) und Wärmeübertragung durch Leitung, Konvektion und hauptsächlich Strahlung.

Für Einzelparameteruntersuchungen tritt erschwerend hinzu, daß die Einflußgrößen gekoppelt sind und deswegen wird die Kenntnis der Gesamtzusammenhänge erforderlich. Zur Ermittlung einmal der gegenseitigen Abhängigkeit der Einflußgrößen voneinander sowie der Auswirkungen der Randbedingungen auf die Einflußgrößen andererseits sind zwei Wege möglich :

- 1) Messungen in vorhandenen Brandräumen oder in erstellten physikalischen Modellen,
- 2) Erarbeitung mathematischer Modelle, mit denen Voraussagen über Veränderungen mathematisch simuliert werden können.

Die meßtechnische Erfassung von zeitvarianten Vorgängen in Brandräumen ist möglich, wobei auf die Meßgenauigkeit besonders geachtet werden sollte. Ohne eine mathematische Theorie ist eine Systematik durch Messung nicht möglich da immer nur Werte, die auf einen ganz speziellen Vorgang bezogen sind, erfaßt werden. Das Erlangen von Kenntnissen mit Messungen aus einem physikalischen Modell erfordert einen erheblichen Aufwand für die Übertragung der erhaltenen Werte auf reale Zustände, weil der Übergang mit mathematischen Modellgesetzen vollzogen werden muß.

Deswegen ist es sinnvoller, mit der Erstellung mathematischer Modelle die Vorausberechnung des Wärmeflusses in die Wärmesenke (Bauteil, Prüfkörper) zu erfassen und mit wenigen Stützmessungen als Randbedingungen den Brandraum zu beschreiben.

Die Gleichungen, die den physikalischen Vorgang in einem Brandraum erklären, sind partielle Differentialgleichungen (Navier-Stokes-Gleichungen), die unter anderem den Wärmetransport durch Konvektion und Diffusion enthalten und weiter einen Quellterm, der hauptsächlich durch Strahlung erklärt wird.

Die gleichzeitige Lösung und Beschreibung der Strömung, Reaktionskinetik und Thermodynamik ist lediglich in ganz speziellen Fällen numerisch möglich, so wird neben der Erfüllung anderer Bilanzgleichungen der Wärmestrahlungsaustausch mit Differentialgleichungen nach der "flux method" erklärt.

Eine vollkommen andere Betrachtungsweise der ablaufenden Vorgänge wird dadurch gegeben, indem man eine korrekte Erfassung der Strahlungsaustauschvorgänge in Brandräumen als hauptsächlich beschreibendes Element neben dem Ausbrandverlauf des Brandgutes ansieht. Der zu beschreibende Brandraum

wird in Gas und Wandzonen aufgeteilt und während des schrittweise berechneten Wärmeaustausches bleiben die kennzeichnenden Zustandsparameter konstant. Das Verfahren ist als Zonenmethode in der Literatur bekannt [46, 47, 48]. Die Genauigkeit und ebenso die Rechenzeit steigt mit dem Grad der Freiheit der gewählten Zonen. Ziel des Verfahrens ist es, einen direkten Austauschfaktor  $f_i f_j$  für jeweils zwei Flächen oder Volumina zu berechnen. Die übertragene Strahlungswärme  $Q_{i \rightarrow j}$  von Element  $i$  nach Element  $j$  wird folgendermaßen definiert:

$$Q_{i \rightarrow j} = f_i f_j \cdot \epsilon_i \cdot A_i \cdot e_j \quad (6.1)$$

mit dem direkten Austauschfaktor  $f_i f_j$ :

$$d^2 (f_i f_j) = \frac{1}{x_{ij}^2 \pi} \cos \beta_i \cdot \cos \beta_j \cdot dA_i \cdot dA_j \quad (6.2)$$

$e$  = Ausstrahlung

$\epsilon$  = Emissionskoeffizient

$x_{ij}$  = Abstand der Flächen  $i$  und  $j$

$A$  = Fläche

$\beta$  = Winkel zwischen Flächennormalen und Ausstrahlungsrichtung

Das Verfahren ist für alle definierten Flächen sowie Gasvolumina anzuwenden. Die so zu ermittelnden Austauschfaktoren sind dann lediglich abhängig von der geometrischen Zuordnung und bei Berücksichtigung von Gasvolumen weiterhin vom Extinktionskoeffizienten des Gases. Unter Annahme der Reflexionsmöglichkeit der Fläche  $i$  läßt sich die ausgetauschte Wärme mit allen auf die Fläche  $i$  strahlenden Flächen  $j$  und Volumina des Gases  $g$  und unter Verwendung des Kronecker-Symbols  $\delta_{ij}$  nach Abbildung 6.1 schreiben zu :

$$\sum_{j=1}^n \left( f_i f_j - \frac{A_i}{1 - \epsilon_i} \delta_{ij} \right) Q_{ab,j} = \frac{\epsilon_i \cdot A_i \cdot e_i}{1 - \epsilon_i} - g f_i \cdot e_g \quad (6.3)$$

$g f_i$  = Austauschfaktor zwischen Gas und Wand

Die in Gleichung (6.3) austauschbaren Wärmeströme bilden ein  $n$  - dimensionales Gleichungssystem bezüglich der Strahlung. Die dazu notwendigen Austauschfaktoren werden unter Zuhilfenahme von Gleichung (6.4) ermittelt.

$$A_i q_{ab,i} = A_i \cdot \epsilon_i \cdot e_i + A_i (1-\epsilon_i) \left( \sum_{j=1}^n f_{ji} f_{ij} \cdot q_j - g f_{ij} \cdot e_g \right) \quad (6.4)$$

Werden in Gleichung (6.3) die ebenso wirksam werdenden Energieträgerterme (Konvektion) und veränderliche Quellwärme (Flamme) berücksichtigt, entsteht ein nicht-lineares algebraisches Gleichungssystem, bei dessen Lösung die Angaben über Strömungsverlauf und Ausbrandgeschwindigkeit am wenigstens bekannt sind.

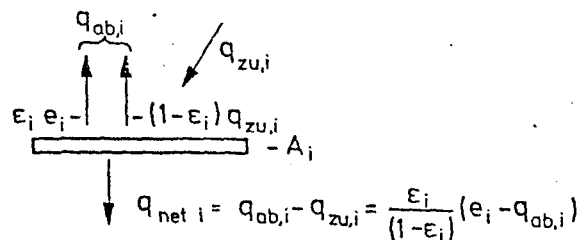


Bild 6.1: Strahlungsaustausch an einem Wandelement der Fläche  $A_i$  in einem Brandraum

Eine weitere Möglichkeit der Darstellung von Wärmestrahlungsaustauschproblemen läßt sich durch die Verwendung der als Monte-Carlo-Verfahrens in der Literatur bekannten Berechnungsmethode erklären [49, 50].

Zur Lösung des Problems werden im ersten Teil die Winkelverhältnisse berechnet. In Abhängigkeit der Geometrie, d. h. der räumlichen Zuordnung aller segmentierten Wandoberflächen und Gasvolumina, ist es so unter Einbeziehung von Reflexionsgraden der Wand sowie Absorptionsverhalten der Gase möglich, einen funktionsmäßigen Zusammenhang derart herzustellen, daß in einem Rechenprogramm jeder Ort selbsttätig erfaßt wird. Den beschreibenden Gleichungen wird entsprechend der Monte-Carlo-Methode ein Faktor beigeordnet, der statistischen Wertigkeiten unterliegt, da die Ermittlung mit Hilfe eines Zufallszahlengenerators geschieht. Der Vorteil dieses Verfahrens ist seine physikalische Übersichtlichkeit, da die Erfassung des Problems lediglich einmal durchzuführen

ist, obwohl n-Flächen berücksichtigt werden können. Die Genauigkeit der erzielten Aussagen steigt mit der Anzahl der verwendeten Teilchen durch den Zufallsgenerator.

Im zweiten Teil des Rechnungsablaufes wird mit Hilfe der zuvor ermittelten Winkelverhältnisse die übertragene Wärme an ein Flächenelement über der Zeit bestimmt. Während eines Rechenschrittes wird die Temperaturänderung eines Flächenelementes errechnet, in dem einmal die gesamte Energie der Fläche entsprechend seiner Temperatur und den Strahlungsgesetzen abgegeben wird und dann die gesamte zugestrahlte Energie aller Teilflächen und Volumina aufsummiert die Temperaturänderung zwischen zwei Zeitschritten ergibt. Zusätzlich zum normalen Strahlungsaustausch zwischen Gas- und Wand kann als Erweiterung der Rechenmodelle eine örtliche wie zeitliche Änderung der Energiefreisetzung mittels eines Brandes eingebaut und weiterhin konvektive Einflüsse über Bilanzen berücksichtigt werden.

### 6.3 Darstellung untersuchter Brandraummodelle

#### 6.3.1 Messungen in einem Stützenprüfstand

Anhand der zuvor dargestellten theoretischen Grundlagen und Möglichkeiten der Erfassung eines Brandraumes in seinem instationären Verhalten während eines Brandes, sollen nun erarbeitete Modelle gezeigt werden, die mit ihren Teilergebnissen und Parameterstudien zu einer Systematik des Gesamtverhaltens eines Brandraumes beitragen. Als erster Bezug für einen Einstieg der Modellierung wird der Stützenprüfstand des Sonderforschungsbereiches 148 im Projekt A gewählt. So wurden während normal ablaufender Versuche über die Feuerwiderstandsdauer von Stützen Temperaturmessungen durchgeführt. Die Aufheizung geschah mit sechs im Boden angebrachten Ölbrennern entsprechend der Einheits-Temperatur-Kurve (ETK) nach DIN 4102. Nach Abschalten, d. h. nach Versuchsende, spült man mit Umgebungsluft den Brandraum, um einmal die Brenner vor Überhitzung zu schützen und zum anderen den großen Wärmespeicher Brandraum eher wieder zur Verfügung zu haben. Um Randbedingungen für Rechnungen zu erhalten, wurden beide Phasen, Aufheizen und Abkühlen, meßtechnisch erfaßt. Zu Beginn des Versuches sind die Dynamik oder die starken zeitlichen Temperaturänderungen wegen der Temperaturgradienten in der Wand von großem Interesse. Während des Versuchsablaufs können auf Grund der leuchtenden Flamme

und der Brandraumcharakteristik örtlich unterschiedliche Wandoberflächen-temperaturen untersucht werden. In der Zeit nach 100 Minuten, vom Versuchsbeginn aus gerechnet, ist es möglich, wegen der relativ geringen Aufheizgeschwindigkeiten fast stationäre Verhältnisse zu erhalten und dabei durch verschiedene Meßmethoden Fehlereinflüsse zu erfassen.

Nach dem Versagensfall der geprüften Stütze und Ausschalten der Energiezufuhr können Studien über das Abkühlverhalten des Brandraumes betrieben werden, wobei Temperaturen des Gases, der Wandoberflächen und der Verteilung in der Wand ermittelt werden. Wegen der Spülung mit Umgebungsluft treten in diesem Versuchsabschnitt starke nicht zu vernachlässigende konvektive Einflüsse auf, die wegen des Rauchgasabzugs in der Decke leichter zu modellieren sind. Zu den Ergebnissen der Messungen ist zu sagen, daß zu Beginn des Versuchs während der starken Aufheizphase auf den Wandoberflächen relativ große Temperaturdifferenzen auftreten können. An Wänden, in deren Nähe direkt keine Flamme brannte, ergaben sich über der Höhe von 2,40 m von unten nach oben Temperaturdifferenzen von max. 100 K, wobei oben die Temperaturen höher lagen. Dagegen zeigt eine Seitenwand, direkt benachbart den Flammen, ein vollkommen anderes Verhalten. Im unteren Teil der Wand, in dessen Umgebung die Flamme mit größter Intensität brennt, werden deutlich höhere Temperaturen angezeigt als weiter oben. Als Differenz wurden ca. 200 K ermittelt. Als Temperaturunterschied zwischen Boden und Decke wurden zeitweilig 150 K mehr an der Decke festgestellt.

Während des ganzen Versuches wurde an einem Ort die Temperaturverteilung in der Wand durch mehrere angebrachte Thermoelemente gemessen. Nicht zu vernachlässigende Temperaturdifferenzen treten bei der Messung der Gastemperaturen im Vergleich Thermoelement zu Absaugpyrometer mit max. 80 K auf. Da das Absaugpyrometer für die Messung von Gastemperaturen konzipiert ist, muß mit einer Fehlanzeige des Thermoelementes wegen der Strahlungsverhältnisse gerechnet werden. Bei der Betrachtung der ETK nach DIN 4102 zur Zeit von ca. 90 min ergibt eine Temperaturdifferenz von 80 K ungefähr einen Schwankungsbereich von 40 Minuten, was sich wiederum auf die Feuerwiderstandsdauer von untersuchten Stützen auswirken würde.

### 6.3.2 Vergleich eines rechnerischen Modells mit Meßwerten

Parallel zu den Messungen während der Versuche in dem Stützenprüfstand des Sonderforschungsbereiches 148 wurde an der rechnerischen Modellierung der

ablaufenden Vorgänge bezüglich der Temperaturverteilung gearbeitet. Für eine erste Modellbeschreibung galt es, ein einfaches, übersichtliches Verfahren zu verwenden. Die Aufheizphase des definierten Brennraumes wird durch eine Wärmebilanz erklärt, in dem die eingebrachten Energien oder besser Enthalpien von Brennstoff und Verbrennungsluft mit der hinausgehenden Enthalpie der Verbrennungsgase über der Zeit verglichen wird. Da die Massenströme bekannt sind, kann über die Bestimmung der adiabaten Verbrennungstemperatur und der Einführung eines scheinbaren Wärmeübergangskoeffizienten die Einspeicherung von Wärme in die Wand ermittelt werden.

In erster Näherung werden bei der Aufheizung die Oberflächentemperaturen als konstant angenommen, obwohl die Messungen andere Ergebnisse zeigen. Die Temperaturverteilung in der Wand, d. h. die Ausspeicherung von Wärme, wird segmentweise nach dem Berechnungsverfahren von Schmidt in zeitlicher Abhängigkeit ermittelt. Ein erster Vergleich von gerechneten Oberflächentemperaturen mit der max. Bandbreite entsprechender gemessener Werte zeigt Bild 6.2.

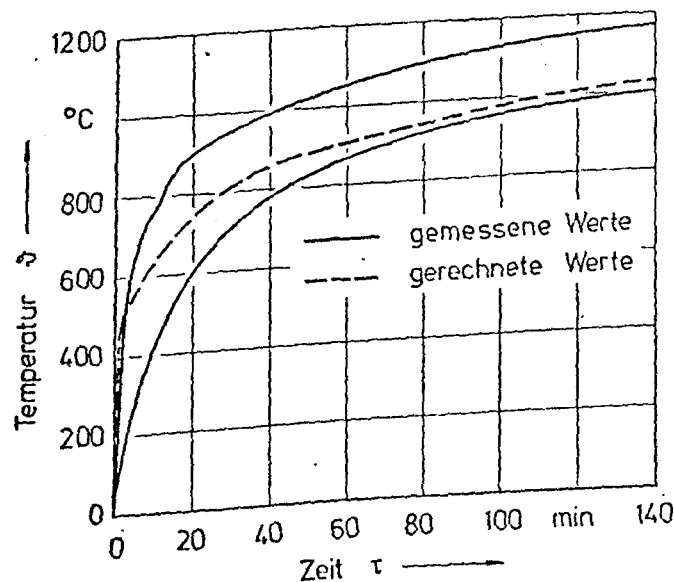


Bild 6.2 : Vergleich gemessener und berechneter Oberflächentemperaturen



Die Abkühlphase des Brennraumes mit meßtechnisch fast stationären Ausgangsrandbedingungen wurde über die Berechnung der notwendigen Winkelverhältnisse für den Wärmestrahlungsaustausch und der Berücksichtigung der konvektiven Wärmeabfuhr mit der eingeblasenen Spülluft erfaßt. Für die Bestimmung der Winkelverhältnisse zwischen den Wänden fand die Monte-Carlo-Methode Verwendung. Dazu wurden alle in die Rechnung eingehenden Flächen segmentiert, bei denen die bestimmenden Zustandsparameter während eines Zeitschrittes konstant blieben. Die unten in den Brennraum eingeblasene Umgebungsluft wurde in Abhängigkeit vom Ort in ihrer Wärmeaufnahme durch Konvektion an der Wand beschrieben. Mit diesen Voraussetzungen, aber ohne Berücksichtigung der Gasstrahlung, wurden die Temperaturprofile, die sich mit der zeitlichen Änderung in der Wand durch Wärmeleitung einstellen, errechnet. Bild 6.3 zeigt das gemessene und berechnete Temperaturprofil über der Wandtiefe zu Beginn der Abkühlphase und einige sich im Laufe der Zeit einstellen- de Temperaturverläufe.

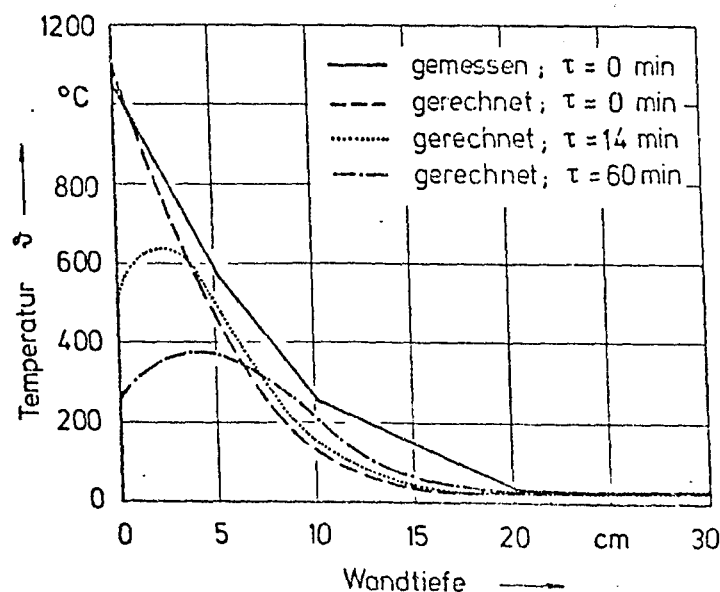


Bild 6.3 : Berechnete und gemessene Temperaturprofile über der Wandtiefe in Abhängigkeit von der Zeit während der Abkühlphase

### 6.3.3 Untersuchungen an einem Brandraum mit sechs Bodenbrennern

Eine weitere Modelluntersuchung mit Parametervariationen ist ebenso am Beispiel des Stützenprüfstandes des Sonderforschungsbereiches 148 als Ausgangssituation ausgearbeitet worden. Dabei sollten unter Berücksichtigung des Strahlungsaustausches und der Leitung in die Wand Berechnungen durchgeführt werden.

Der Brandraum wird von sechs Brennern beflammt, die wegen ihrer Anordnung im Boden zu jeweils zwei Flammenfronten bestimmter Stärke zusammengelegt wurden. Des weiteren sollte der Einfluß eines Prüfkörpers in der Mitte des Raumes erfaßt werden. Zu Beginn berechnete man alle möglichen Variationen für Winkelverhältnisse, wenn die Flammen, die Wände und das Prüfstück im allgemeinen Strahlungsaustausch stehen. Bei vorgegebener Flammentemperatur wurde in Abhängigkeit wechselnder Parameter der Einfluß auf die Wandoberfläche und die Temperaturverteilung im Wandinnern bestimmt. Die gerechneten Modelle gliedern sich wie folgt:

- 1) Strahlungsaustausch zwischen Flamme und Wand, bei idealer Wärmeleitung in die Wand.
- 2) Strahlungsaustausch zwischen Flamme und Wand, ebenso Flamme und Prüfstück, bei idealer Wärmeleitung in die Wand.
- 3) Die gleichen Bedingungen wie unter 1), lediglich die Wärmeleitfähigkeit in die Wand sei endlich, so daß mit dem Schmidt'schen Berechnungsverfahren die Einspeicherung in der Wand erfaßt wird.
- 4) Strahlungsaustausch zwischen Flamme und Wand, ebenso Wand und Wand ohne Vorhandensein des Prüfstückes, bei endlicher Wärmeleitfähigkeit in der Wand.
- 5) Strahlungsaustausch zwischen Flamme und Wand, Flamme und Prüfstück, Wand und Wand ebenso Wand und Prüfstück bei endlicher Wärmeleitfähigkeit.

Alle fünf Varianten zeigen entsprechend ihres Modellcharakters hinreichende Aussagen für die sich einstellenden Temperaturverteilungen über der Zeit und dem Ort, wobei die fünfte Darstellung im Vergleich zu den wirklichen Zuständen

die physikalisch genauesten Aussagen trifft.

#### 6.3.4 Brandraummodell mit sich ausbildender Deckengasschicht

In dem hier vorgestellten Modell ging man davon aus, daß ein plötzlich ausbrechendes Feuer einen Raum erwärmt, wobei durch den Auftrieb der Flammengase und der Flammenstrahlung bestimmte Anteile der Wärmeübertragungsmechanismen wirksam werden. Wichtig wird bei dem sich ausbildenden Brand die Temperaturverteilung in der Wand oder auch die Temperaturgradienten. Nach den Modellvorstellungen soll der Feuerraum oben geschlossen sein, so daß sich im Deckenbereich eine strahlende Gasschicht ausbildet.

Als einführende Bedingung wurde die Flamme als Säule vom Boden bis zur Decke in der Mitte des Raumes mit konstanter Temperatur angenommen. Als strahlende Bestandteile der Gase sollen die Rauchgaskomponenten  $H_2O$  und  $CO_2$  in die Rechnung eingehen. Die Mehrfachreflexion beim Strahlungsaustausch wird vernachlässigt. Nach der Segmentierung der Brandraumwände und der Flammenlänge muß der Strahlungsaustausch über Winkelverhältnisse ermittelt werden. Um Aussagen über die Genauigkeit der verwendeten Annahmen treffen zu können, mußte von einfachen Ausgangsbedingungen eine systematische Erweiterung mit folgendem Aufbau der Rechnungen für die komplexer werdenden Zustände gewählt werden.

Zu Beginn galten die Bedingungen von sehr guter Wärmeleitung in die Wand, eines isolierten Raumes, keiner Gasstrahlung, keiner Wandstrahlung, keiner Reflexion und konstanter Flammentemperatur. In dem folgenden Modell wurde die Temperatur der Flamme segmentweise über der Höhe geändert.

Im weiteren kam einmal die strahlende Gasschicht hinzu, des weiteren die Wandstrahlung und im abschließenden Modell wurde die Wärmeleitung in die Wand mit eingebaut.

Aus den Untersuchungen ergab sich, daß die Maximaltemperatur in dem der Flamme am dichtesten gegenüberliegenden Wand-Segment auftritt. Die sich ausbildende Gasschicht stellt sich, solange konvektive Einflüsse überwiegen, als Verzögerungsglied für die Aufheizung der dahinter liegenden Wand dar. Die Gasschicht wird in ihrem Strahlungsverhalten bestimmt durch die beim Brand entstehenden Rauchgasmengen. Daraus lassen sich wiederum der Partialdruck und die strahlenden Schichtdicken der strahlenden Gasbestandteile errechnen, so daß das Absorptions- und Emissionsverhalten bestimmbar werden.

Durch die Aufheizung der Wände darf die Wandstrahlung nicht vernachlässigt werden. Aus Rechenergebnissen konnte geschlossen werden, daß sich Oberflächentemperaturdifferenzen bis zu 500 K über der Zeit ohne Berücksichtigung des Wandeinflusses ausbilden, die in Messungen niemals erreicht wurden, auch nicht in relativ starken Aufheizphasen. Beim Vergleich von Rechnung und Messung (Kap. 6.3.1) konnten tendentielle Übereinstimmungen an der Wandoberfläche sowie im Wandinneren erzielt werden, obwohl bei den Messungen ein Gasabzug in der Decke vorhanden war und außerdem der Brandraum nach der ETK (DIN 4102) aufgeheizt wurde.

Eine Weiterführung der Arbeiten erfolgt durch den Einbau einer zeitlich variablen Flammenintensität nach Bild 6.4, wodurch das Verhalten eines natürlichen Brandes durch diese Flamme simuliert werden könnte.

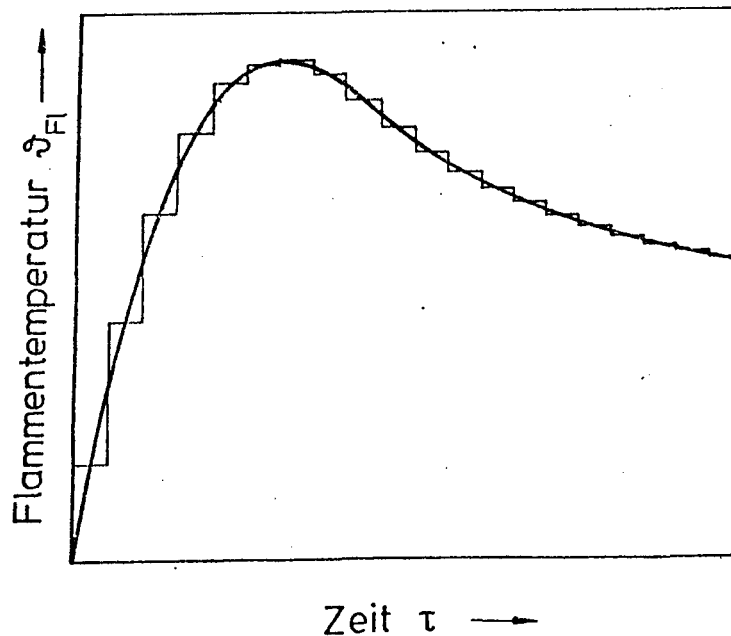


Bild 6.4: Schematische Darstellung des natürlichen Brandes

## 7. Zusammenfassung und Ausblick

Das Teilprojekt C 1 im SFB 148 - Brandverhalten von Bauteilen - hat die Aufgabe, Kriterien für die Vorhersage der thermischen Belastung von Bauteilen und Baukonstruktionen zu ermitteln. Außerdem soll untersucht werden, ob die Einheitstemperaturkurve (ETK) nach DIN 4102 als genormte Brandcharakteristik für die Praxis ausreichende Aussagen liefert.

Dazu wurde das Gesamtgebiet des Teilprojektes in drei Bereiche unterteilt, die jeweils experimentelle und theoretische Untersuchungen umfassen und daraus Ergebnisse dem Gesamtmodell schrittweise zufließen:

- a) Einzelteiluntersuchungen,
- b) Bündeluntersuchungen,
- c) Untersuchungen des Wärmeübergangs  
zwischen Bündel und Umgebung.

Im ersten Teil wurden Untersuchungen zur Meßfehlerbewertung, Thermoelementbefestigung und dem thermischen Verhalten von Einzelkörpern unter Sauerstoffeinwirkung und -abschluß durchgeführt.

Die Ergebnisse zeigen im meßtechnischen Bereich gravierende Fehler durch Wärmeableitung und den Einfluß der Dynamik auf, woraus Erkenntnisse für die weiteren Arbeiten gewonnen werden konnten.

Die thermischen Untersuchungen an Einzelteilen führten zu einem mathematischen Zersetzungsmodell unter Berücksichtigung des Einflusses der hygroskopischen Feuchtigkeit, dessen Erstellung, abgesehen von Unsicherheiten in den Stoff- und Reaktionsdaten als abgeschlossen angesehen werden kann.

Im zweiten Teil wurden Strahlungsuntersuchungen an Stahlrohrbündeln zur Untersuchung des Strahlungsverhaltens durchgeführt. Dabei wurde ein theoretischer Ansatz nach der Monte-Carlo-Methode erstellt, der sich bei den weiteren Untersuchungen bewährt hat.

Die Ergebnisse dieser Rechnungen zeigen mit experimentellen Untersuchungen gute Übereinstimmung.

Daneben wurden Holzbündel in einem wassergekühlten Versuchskanal mit heißen Rauchgasen beheizt, um möglichst gute Versuchsbedingungen für die weiteren Untersuchungen zu finden.

Die bisherigen Erkenntnisse lassen auf eine gute Weiterverwendbarkeit der Ergebnisse in einem mathematischen Modell schließen.

Im dritten Bereich, dem Wärmeübergang, wurden einige Modellstudien zur Brandraumberechnung durchgeführt, die deutlich machen, daß Mehrzonenmodelle Möglichkeiten einer sinnvollen Brandraumbewertung unter Berücksichtigung des natürlichen, aber auch des Normbrandes ermöglichen.

Der Fortgang der weiteren Untersuchungen ist in dem beigefügten Antrag dargestellt, wobei damit gerechnet werden kann, daß im nächsten Antragszeitraum bereits ein differenziertes mathematisches Modell für kleine Räume vorliegen wird.

### 3.1 Zusammenfassung Abschlußbericht Hoffmann

Ziel der vorliegenden Arbeit war die Untersuchung des Einflusses hygroskopisch gebundener Feuchtigkeit in trocken gelagerten Hölzern auf die Prozesse im Körperinneren bei Erwärmung in höheren Umgebungstemperaturen. Damit sollte ermittelt werden, ob Feuchtigkeitsgehalte der Größenordnung zwischen 0 und 15 Gew.-% in brandtechnische Überlegungen einbezogen werden müssen.

Es wurde ein mathematisch - physikalisches Modell entwickelt, das den Wärme- und Stofftransport in einem Holzkörper bei Beheizung durch Strahlung und freie Konvektion beschreibt. Das betrachtete System umfaßt die feste Zellwand mit dem sorptiv eingebundenen Wasser und das im Porenraum vorhandene Gas, das bei Auftreten von Druckgradienten an der Zellwand vorbeiströmt. Diese Gradienten können bei der Aufheizung durch Veränderung der Temperaturverteilung und durch örtliche Quellen, die durch Verdampfung und Pyrolyse entstehen, gebildet werden. Der Gasstrom ist dabei von den Transportwiderständen abhängig, die sich durch die Lage der Faser zur Transportrichtung und durch die Porosität ergeben, wobei die Beschreibung dieser Einflüsse über das Gesetz von Darcy erfolgt. Dabei ergeben sich so kleine Strömungsgeschwindigkeiten, daß die einzelnen Komponenten im Körper als im thermischen Gleichgewicht stehend angesehen werden können und mit einer gemeinsamen Energiebilanz erfaßt werden.

Die auftretenden temperaturabhängigen Umwandlungsvorgänge werden über Quellterme in den Bilanzen berücksichtigt.

Dieses nichtlineare Differentialgleichungssystem beschreibt abweichend von den bisher bekannten Modellen den Feuchtigkeitseinfluß auf das Aufheiz- und Zersetzungsverhalten von Holz unter Berücksichtigung der Temperatur- und Feuchtigkeitsabhängigkeit der Stoffwerte. Es wurde numerisch nach der Methode von Crank und Nicolson für eindimensionalen Transport gelöst, wobei das erforderliche Rechenprogramm in der Programmiersprache Basic erstellt und auf einem kleinen Prozeßrechner bearbeitet wurde.

Die Aussagefähigkeit dieses Modells wurde an Hand von experimentellen Ergebnissen aus Untersuchungen an Fichtenholzkörpern mit Feuchtigkeitsgehalten von 3.6 und 9.3 Gew.-% in inerter Atmosphäre geprüft. Die Probenkörper, die in einem elektrischen Laborofen bei 410 °C und 708 °C Ofentemperatur beheizt wurden, waren so gedämmt, daß die Wärme nur über eine exponierte Fläche in den Körper eindringen konnte, womit annähernd eindimensionale Verhältnisse vorgegeben waren. Dabei wurden Temperaturen in verschiedenen Abständen von dieser Oberfläche kontinuierlich gemessen, während der auftretende Gewichtsverlust und die zeitliche Änderung von Verkohlungszone und visuell erfaßbarem Zersetzungsbereich diskontinuierlich bis zu 10 Minuten in Stufungen von einer Minute durchgeführt wurden.

Nach Anpassung der Stoffwerte und der reaktionskinetischen Parameter für die Rechnung zeigen die Ergebnisse, daß das mathematische Modell die auftretenden Vorgänge überwiegend gut wiedergibt.

Aus diesen Untersuchungen geht hervor, daß mit Zunahme der Aufheizgeschwindigkeit der Feuchtigkeitseinfluß im Randbereich auf den Temperaturverlauf und das Zersetzungsgeschehen, der ohnehin nicht sehr groß ist, abnimmt. Dagegen erfolgt im Inneren des Körpers mit zunehmendem Abstand von der Oberfläche eine deutliche Verzögerung des Erwärmungsvorganges, die von der Verdampfungsgeschwindigkeit und somit von Wärmeübergang und Feuchtigkeitsgehalt abhängig ist.

Das Strömungsverhalten des eingeschlossenen Gases, das vom thermischen Verhalten des Körpers beeinflusst wird, zeigt, daß mit zunehmender Feuchtigkeit Überlagerungen des Stromes der Zersetzungsgase und des Dampfes auftreten, die aus den leichten Schwingungen im Verlauf von Geschwindigkeit und Druck zu sehen sind. Dabei entstehen bei feuchten Stoffen örtlich Druckspitzen im Bereich der Verdampfung, die zu Veränderungen des Gefüges beitragen können. Ein Vergleich von Transportwiderständen, wie sie bei dem Transport parallel und senkrecht zur Faser auftreten können, zeigt in bezug auf die parallele Führung eine starke Abnahme des inneren Druckes.

Aus den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchung kann geschlossen werden, daß die hygroskopisch gebundene Feuchtigkeit Zündvorgänge



bei höheren Umgebungstemperaturen kaum beeinflusst und so für brandtechnische Überlegungen unerheblich ist. Bei Betrachtung der Durchwärmung eines Holzkörpers ist sie jedoch zu berücksichtigen.

Weiterhin wurde die vielfach angenommene wärmedämmende Funktion der Holzkohlezone nicht bestätigt. Hier müssen weitergehende Untersuchungen durchgeführt werden, um zu gesicherten Ergebnissen zu gelangen.

Darüberhinaus wird deutlich, daß umfangreiche Untersuchungen über das Stoffverhalten bei höheren Aufheizgeschwindigkeiten erforderlich sind, um die Veränderungen unmittelbar vor, während und nach der thermischen Zersetzung in mathematischen Modellen zuverlässiger beschreiben zu können. Dabei ist es nicht ausreichend, sorgfältig vorgetrocknete Stoffe zu untersuchen, da Wärmestromdichten, wie sie im Brandfall auftreten, zu einer so scharfen Trocknung führen, daß bereits dadurch stoffliche Veränderungen auftreten, die die weiteren Prozesse beeinflussen können.

## 8.2 Zusammenfassung Abschlußbericht Dobbernack

Ziel der vorliegenden Arbeit war die modellmäßige Beschreibung des Wärmeaustausches in parallelen Rohrbündeln unter besonderer Berücksichtigung der Wärmestrahlung, wobei im Gegensatz zu den in der Literatur bekannten zweidimensionalen Lösungsansätzen eine räumliche Betrachtungsweise zugrunde gelegt wurde. Mit daraus erzielten Ergebnissen werden die Einflüsse auf den Wärmeaustausch in Dampferzeugerrohrbündeln und ebenso die Verhältnisse in brennbaren Konfigurationen erfaßt.

Bedingt durch den Charakter der Wärmestrahlung einerseits und der verwendeten komplexen Geometrie andererseits wird eine geschlossene Lösung des Problems erschwert. Aus den in der Literatur bekannten Ansätzen wird eine algebraische Methode als Lösungsmöglichkeit verwendet. Die Rohroberflächen werden dazu segmentiert und der gegenseitige Wärmestrahlungsaustausch der Segmente untereinander beschrieben.

Eine wichtige Größe zur Erfassung der ausgetauschten Wärme ist die Absorptionszahl. Ihre Größe wird beeinflusst durch die Geometrie des Rohrbündels und die Material- und Oberflächeneigenschaften der verwendeten Rohre. Die Bestimmung der Absorptionszahlen erfolgt über ein statistisches Verfahren, die Monte Carlo Methode.

Im ersten Teil der Arbeit werden die Absorptionszahlen mit einem FORTRAN IV - Rechenprogramm ermittelt. In Abhängigkeit von den gewählten Parametern werden die Ergebnisse diskutiert.

Diese werden mit den aus der Literatur bekannten Rechenergebnissen für parallele Rohre verglichen und tendenziell bestätigt, wobei die Einschränkung zu machen ist, daß diese lediglich für zweidimensionale Anordnungen unendlicher Länge gelten.

Unter Verwendung der Absorptionszahlen wird der instationäre Wärmeübergang im Rohrbündel für jedes einzelne Rohrsegment über Energiebilanzen beschrieben.

Neben der Wärmestrahlung wird der Einfluß der freien Konvektion unter-

sucht. Dazu wird der Wärmeübergangskoeffizient über bekannte theoretische Ansätze aus ähnlich behandelten Problemen bestimmt. Weiterhin wird seine Größe durch Rauchversuche abgeschätzt. Ein Vergleich mit Versuchsergebnissen führt zu einer guten Übereinstimmung.

Im zweiten Teil der Arbeit wird das instationäre Abkühlungsverhalten von Rohrbündeln untersucht, wobei Wärmestrahlung und freie Konvektion zwischen den Rohren und Wärmeleitung in der Rohrwand berücksichtigt werden. Dazu wurde ein weiteres Programm erstellt, dessen Ergebnisse die zeitvarianten Temperaturen aller Segmente beschreiben, wobei für das Bündel beliebige Rohrgeometrien vorgegeben werden. Diese werden durch eine Rohrdurchmesservariation und eine Rohrteilungsveränderung bei gleicher Grundplatte erreicht. Untersuchungen für Bündel ohne und mit aufgelegter Deckplatte dienen der Abschätzung des Anteils der freien Konvektion am gesamten Wärmeaustausch. In Abhängigkeit von der Geometrie und den verwendeten Materialien (Stahl und Keramik) werden unterschiedliche Abkühlungsgeschwindigkeiten errechnet.

Im Gegensatz zum Stahl wird beim Keramikmaterial wegen der geringeren Wärmeleitfähigkeit die Temperaturverteilung in der Wand bestimmt. Die Bestätigung der Ergebnisse erfolgt über eine Energiebilanz, in der die insgesamt von einer Segmentoberfläche abgeführten Energien und die aus dem Material ausgespeicherte Energie verglichen werden.

Parallel zu den Rechnungen sind Messungen durchgeführt worden, die in ihren Randbedingungen mit denen der Rechnung annähernd übereinstimmen. Das Modell der Rohre wird auf eine einheitliche Ausgangstemperatur aufgeheizt und plötzlich der freien Umgebung ausgesetzt. Meßfühler erfassen die zeitliche Temperaturänderung an verschiedenen Orten über der Grundplatte, der Höhe und der Rohrwanddicke.

Der Vergleich von Rechnung und Messung erfolgt, nachdem die Meßwerte auf Fehlereinflüsse dynamischer und statischer Art untersucht und gegebenenfalls korrigiert worden sind. Auf die Art der Meßfühleranordnung wird eingegangen, da unter extremen Bedingungen Ergebnisse mit großen Abweichungen zur wirklichen Temperatur gemessen werden können.

Der Vergleich der theoretisch und experimentell ermittelten zeitlichen Temperaturänderungen zeigt, daß die Temperaturverteilungen in einem Rohrbündel gut vorausberechenbar sind. Der Hauptanteil der im Rohrbündel ausgetauschten Wärme wird im untersuchten Temperaturbereich durch Strahlung hervorgerufen, so daß die genaue Bestimmung der Absorptionszahlen entscheidend für den Wärmeaustausch ist.

Aufbauend auf der dargestellten Modellbildung der Wärmestrahlungsausbreitung kann bei weiterführenden Untersuchungen unter Einbeziehung temperaturabhängiger Stoffwerte brennbarer Materialien der natürliche Brand in beliebigen Konfigurationen erfaßt werden.

Literaturverzeichnis

- 1) Pettersson, O.                      Theoretical Design of Fire Exposed Structures,  
Lund Institute of Technology,  
Bulletin 51, Lund 1976
  
- 2) DIN 4102                              Brandverhalten von Bauteilen,  
Ausgabe September 1977
  
- 3) Ehm, H.                                Natürliche Brände und Möglichkeiten ihrer Umrechnung,  
VFDB-Zeitschrift 19 (1970), S. 55/61
  
- 4) Magnusson, S. E.  
Pettersson, O.  
Thor, J.                                  Brandteknisk dimensionering av stålkonstruktioner,  
Stockholm 1974
  
- 5) Knublauch, E.                        Über Ausführung und Aussagefähigkeit des Normbrand-  
versuchs nach DIN 4102, Blatt 2 im Hinblick auf die  
Nachbildung natürlicher Schadensfeuer,  
BAM-Bericht Nr. 16, Berlin 1972
  
- 6) Harmathy, T. Z.                        Commensureability Problems in Fire Endurance Testings,  
Fire Study No. 31 of the Division of Building Research,  
Ottawa 1973
  
- 7) Ehm, H.                                Tendenzen im baulichen Brandschutz aus "Bauen heißt  
experimentieren",  
Köln 1972
  
- 8) Kawagoe, K.                            Fire Behaviour in Rooms,  
Report of the Building Research Institute No. 27,  
Japan 1958
  
- 9) Seekamp, H.  
Becker, W.                                Modelluntersuchungen,  
Forschungsbericht Nr. 5, Arbeitsgemeinschaft Feuerschutz  
(AGF), Karlsruhe 1966

- 10) Ehm, H.                      Untersuchungen mit natürlichen Bränden im kleinen  
      Arnault, P.                Versuchshaus in Metz,  
                                     Vorläufige Fassung, Europäische Konvention der Stahl-  
                                     bauverbände, 1969
  
- 11) Gross, D.                    Experiments on the Burning of Cross Piles of Wood,  
                                     Journal of Research of the NBS,  
                                     Vol. 66 C, No. 2, 1962
  
- 12) Knublauch, E.              Über das Brandgeschehen vor der Fassade eines  
                                     brennenden Gebäudes,  
                                     BAM - Fachgruppe 2.4 : Bautenschutz,  
                                     Berlin 1972
  
- 13) Fons, W. L.                Scale Effects on Propagation Rate of Laboratory  
      Clemens, H. B.            Crib Fires,  
      George, P. M.             9 th Symposium (int) on Combustion,  
                                     New York / London 1963, S. 860/866
  
- 14) Thomas, P. H.              Über neuere Untersuchungen von Bränden an Modellen,  
                                     VDFB-Zeitschrift 10 (1961), S. 146/154
  
- 15) Brein, D.                    Modellbrandversuche zur Bestimmung des Brandablaufs  
                                     von Feststoffbränden,  
                                     Forschungsbericht Nr. 27, Arbeitsgemeinschaft  
                                     Feuerschutz (AGF), Karlsruhe 1975
  
- 16) Harmathy, T. Z.            Experimental Study on the Effect of Ventilation on  
                                     the Burning of Piles of Solid Fuels,  
                                     Combustion and Flame 31, 259-264 (1978)
  
- 17) Topf, P.                    Untersuchung über die thermische Zersetzung von  
                                     Holz in oxidierender Atmosphäre bei Temperaturen  
                                     bis 180 °C. Ein Beitrag zur Selbstentzündung von  
                                     Holz,  
                                     Dissertation, TU München 1970

- 18) Rusche, H.                      Reaktionskinetik des Masseverlustes bei Wärme-  
behandlung von Holz, Holz als Roh- und Werkstoff,  
31 (1973) 8, S. 307/312
  
- 19) Fengel, D.                      Einfluß einer Wärmebehandlung auf das Lignin in  
Przyklenk, M.                      Fichtenholz, Holz als Roh- und Werkstoff,  
28 (1970) 7, S. 254/263
  
- 20) Stamm, A. J.                    Thermal Degradation of Wood and Cellulose  
Industrial and Engineering Chemistry,  
Vol. 48 (1956), No. 3, S. 413/417
  
- 21) Eickner, H. W.                  Basic Research on the Pyrolysis and Combustion  
of Wood,  
Forest Products Journal 12 (1962), 4, S. 194/199
  
- 22) Mitchel, R. L.                  Effects of Heat on the Properties and Chemical  
Seborg, R. M.                      Composition of Douglas-Fir Wood and its Major  
Millett, M. A.                      Components,  
J. Forest Prod. Res. Soc. 3 (1953), S. 38/42
  
- 23) Bowes, P. C.                    Ignition and Extinction Phenomena Accompanying  
Thomas, P. H.                      Oxygen-Dependent Self-Heating of Porous Bodies,  
Combustion and Flame 10 (1966), S. 221/230
  
- 24) John, R.                        Untersuchung der Selbstentzündung selbstentzünd-  
licher Stoffe, insbesondere von Holz,  
Forschungsbericht Nr. 24, Arbeitsgemeinschaft  
Feuerschutz (AGF), Karlsruhe 1972
  
- 25) Bamford, C. H.                  The Combustion of Wood,  
Crank, J.                            Part I, Proc. Camb. Phil. Soc., 42 (1946), S. 166/182  
Malan, D. H.
  
- 26) Kung, H.-C.                      A Mathematical Model of Wood Pyrolysis,  
Combustion and Flame, 18 (1972), S. 185/195

- 27) Kansa, E. J.                      Mathematical Model of Wood Pyrolysis Including  
Perlee, H. E.                      Internal Forced Convection,  
Chaiken, R. F.                      Combustion and Flame 29 (1977), 311/324
- 28) Roberts, A. F.                      A Review of Kinetics Data for the Pyrolysis of Wood  
and Related Substances,  
Combustion and Flame 14 (1970), S. 261/272
- 29) Brown, L. E.                      An Experimental and Analytic Study of Wood Pyrolysis,  
Diss., Norman, Oklahoma 1972
- 30) Kung, H.-C.                      The Burning of Vertical Wooden Slabs,  
15th Symposium (Intern.) on Combustion,  
USA 1975, S. 243/253
- 31) Fons, W. L.                      Heating and Ignition of Small Wood Cylinders,  
Industrial and Engineering Chemistry,  
42 (1950), 10, S. 2130/2133
- 32) Butcher, E. G.                      The Temperature Attained by Steel in Building Fires,  
Five Research Technical Paper No. 15,  
HMSTO, London 1966
- 33)                                      VDI - Wärmeatlas, 2. Auflage 1974
- 34) Kollmann, F.                      Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe,  
Berlin/Göttingen/Heidelberg 1951
- 35) Katz, J. R.                      Die Gesetze der Quellung,  
Kolloidchemische Beihefte 9 (1916)
- 36) Kollmann, F.                      Der Wärmeverbrauch bei der künstlichen Holztrocknung,  
Archiv für Wärmewirtschaft und Dampfkesselwesen  
16 (1935), S. 329/335



- 37) Domansky, R.  
Rendoš, F.      Zum Studium der Pyrolyse des Holzes und zum Komponenten  
Holz als Roh- und Werkstoff, 20 (1962), S. 473/476
- 38) Kanury, A. M.      Some Considerations Pertaining to the Problem of  
Wood-Burning,  
Combustion Science and Technology 1 (1970), S. 339/355
- 39) Green, L.  
Duwez, P.      Fluid Flow Through Porous Metals,  
Journal of Applied Mechanics 73 (1951), S. 39/45
- 40) Crank, J.  
Nicolson, P.      A Practical Method for Numerical Evaluation of Solutions  
of Partial Differential Equations of the Heat-Conductive  
Type,  
Proc. Camb. Phil. Soc. 43 (1947), S. 50/67
- 41) Smith, D. N.  
Lee, E.      The Longitudinal Permeability of some Hardwoods and  
Softwoods,  
Forest Products Research Special Report No. 13 London,  
1958
- 42) Profos, P.      Handbuch der Industriellen Meßtechnik, Essen 1974
- 43) Brein, D.  
Schatz, H.      Modellbrandversuche zur Bestimmung des Brandablaufes  
von Feststoffbränden,  
AGF-Bericht 27, Karlsruhe, 1975
- 44) Günther, R.      Verbrennung und Feuerungen,  
Springer-Verlag, Berlin, 1974
- 45) Palmer, H. B.  
Beér, J. M.      Combustion Technology,  
Academic Press, New York, London, 1974
- 46) Hottel, H.  
Cohen, E. S.      Radiant Heat Exchange in a Gas Filled Enclosure :  
Allowance for Non-Uniformity to Gas Temperature,  
A.I.Ch.E.J., Vol. 4, No. 1, S. 3/14, 1958

- 47) Hottel, H. Radiative Transfer,  
Sarofin, A. McGraw-Hill, New York, 1967
  
- 48) Siegel, R. Thermal Radiation Heat Transfer,  
Howell, J. R. McGraw-Hill, New York, 1972
  
- 49) Howel, J. R. Monte Carlo Solution of Radiant Heat Transfer in a  
Perlmutter, M. Nongrey Nonisothermal Gas with Temperature Dependent  
Properties,  
A.I.Ch.E.J., Vol. 10, No. 4, S. 562/567, 1964
  
- 50) Taniguchi, H. The Radiative Heat Transfer of Gas in a Three  
Dimensional System Calculated by Monte-Carlo-Method,  
Bulletin of JSME, Vol. 12, No. 49, S. 67/78, 1969



C 2

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt C 2 - Experimentelle und theoretische  
Untersuchungen zum Einfluß verschie-  
dener Zuschläge auf das thermische  
Verhalten von Beton unter Brand-  
beanspruchung

beteiligte Wissenschaftler:

Prof. Dr.-Ing. R. Jeschar

Dipl.-Ing. H. Kainer

Dipl.-Ing. E. Specht

Bezug: Förderungsantrag 1974, S. 120 - 134  
1977, S. 173 - 190

Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Einfluß verschiedener Zuschläge auf das thermische Verhalten von Beton unter Brandbeanspruchung

Da die Förderung dieses Teilprojektes Ende 1980 ausläuft, wird hier eine Kurzfassung der Arbeiten dargestellt, die nur einen groben Überblick vermitteln soll. Ein umfassender Bericht ist Anfang des Jahres 1981 zu erwarten, wenn die Untersuchungen abgeschlossen sein werden.

Dieses Teilprojekt hat sich zur Aufgabe gestellt, eine theoretische Beschreibung der Erwärmungsvorgänge in Betonbauteilen zu geben, die einer instationären Temperaturbeanspruchung ausgesetzt sind, wie sie beispielsweise beim Brand auftritt. Durch die Wahl der Zuschläge läßt sich das Verhalten von Bauteilen im Brandfalle beeinflussen. Bestimmte carbonatische Zuschläge, wie z.B. Dolomit und Kalkstein, haben die Eigenschaft, sich ab einer bestimmten Temperatur endotherm zu zersetzen, wodurch das Vordringen der Wärme in den Kern des Bauteils verzögert wird.

Da der Beton ein heterogener Stoff ist, im wesentlichen bestehend aus Zement, Zuschlag (der sich hier zersetzen soll) und freiem und gebundenem Wasser, wird durch die Erwärmung eine Anzahl von Einzelreaktionen ausgelöst, die ihrerseits die Erwärmung wieder beeinflussen. Die Erfassung und zutreffende Beschreibung des Gesamtvorgangs wird dadurch wesentlich erschwert. Anhand eines sogenannten Ersatzschaltbildes (Bild 1) können die maßgebenden physikalischen Vorgänge, die dort als Widerstände dargestellt sind, anschaulich erläutert werden. Die Kalksteinpartikel (bzw. Dolomitpartikel) werden als kugelförmig und kontinuierlich verteilt angenommen. Der Wärmestrom zur Reaktionsfront in den Kalksteinpartikeln wird bestimmt durch die auf diesem Wege zu

überwindenden Widerstände, die sich zusammensetzen aus Wärmeübergang von der brennenden Umgebung an den Betonkörper ( $R_{\alpha \text{Umgebung}}$ ), Wärmeleitung durch unterschiedlich stark entsäuerte und damit verschieden strukturierte Betonschichten ( $R_{i\lambda \text{Beton}}$ ), Wärmeübergang von der Bindemittelmatrix an das Kalksteinpartikel ( $R_{\alpha \text{CaO}}$ ) und Wärmeleitung durch die entsäuerte CaO-Schicht ( $R_{\lambda \text{CaO}}$ ). Den zeitlichen Ablauf der Reaktion des Kalksteins zu CaO und  $\text{CO}_2$  symbolisiert der kinetische Widerstand ( $R_k$ ). Der entstehende  $\text{CO}_2$ -Strom und damit die Stärke der Wärmesenke hängt mit davon ab, wie schnell das  $\text{CO}_2$  von der Reaktionsfront forttransportiert werden kann. Der  $\text{CO}_2$ -Strom muß auf dem Weg in die Umgebung die Widerstände überwinden: Porendiffusion durch die poröse CaO-Schicht ( $R_{\text{DP CaO}}$ ), Stoffübergang in die Bindemittelmatrix ( $R_{\beta \text{CaO}}$ ), Diffusion durch die Betonschichten zur Oberfläche ( $R_{i\text{DP Beton}}$ ) und Stoffübergang in die Umgebung ( $R_{\beta \text{Umgebung}}$ ).

Für das Entweichen des freien Wassers und die Dehydration des Zementsteines gelten die entsprechenden physikalischen Vorgänge. Die Verdampfungsenthalpie des Wassers und die Dehydrationsenthalpie sind jedoch wesentlich kleiner als die Zersetzungsenthalpie des Kalksteins bzw. Dolomits, so daß der Einfluß des Wassergehaltes auf den Temperaturanstieg im Inneren eines Betonbauteils mit Kalksteinzuschlag von untergeordneter Rolle ist.

Bild 2 zeigt die gemessenen und berechneten Temperaturverläufe in einer 10 cm dicken Betonplatte, deren Zuschlag aus Kalkstein bestand. Die Kerntemperatur bleibt ab ca.  $870^\circ\text{C}$  solange konstant, bis der gesamte Zuschlag zersetzt ist. Erst danach steigt die Kerntemperatur weiter an.

In Bild 3 ist für bestimmte Zeiten der Bereich besonders gekennzeichnet, der in einer Betonplatte mit Kalkstein- bzw. Dolomitzuschlag später erwärmt wird als in einer Betonplatte mit allgemein üblichen Sandzuschlägen. Dabei ist die verzögernde Wirkung bei Betonen mit Dolomitzuschlag etwas stärker als bei Betonen mit Kalksteinzuschlag.

Bereiche mit einer deutlichen Verzögerung der Erwärmung treten jedoch bei den hier untersuchten Betonplatten der Dicke 10 cm erst bei einem so hohen Temperaturniveau auf, bei dem die Festigkeitseigenschaften des Betons schon stark gesunken sind. Bei dünnen Bauteilen lohnen sich also Dolomit- oder Kalksteinzuschläge im Beton im Hinblick auf eine langsamere Erwärmung im Brandfall noch nicht. Wie dagegen die Bereiche der verzögerten Erwärmung in dicken Betonbauteilen liegen, wird zur Zeit untersucht. Die Ergebnisse werden im Abschlußbericht mitgeteilt.

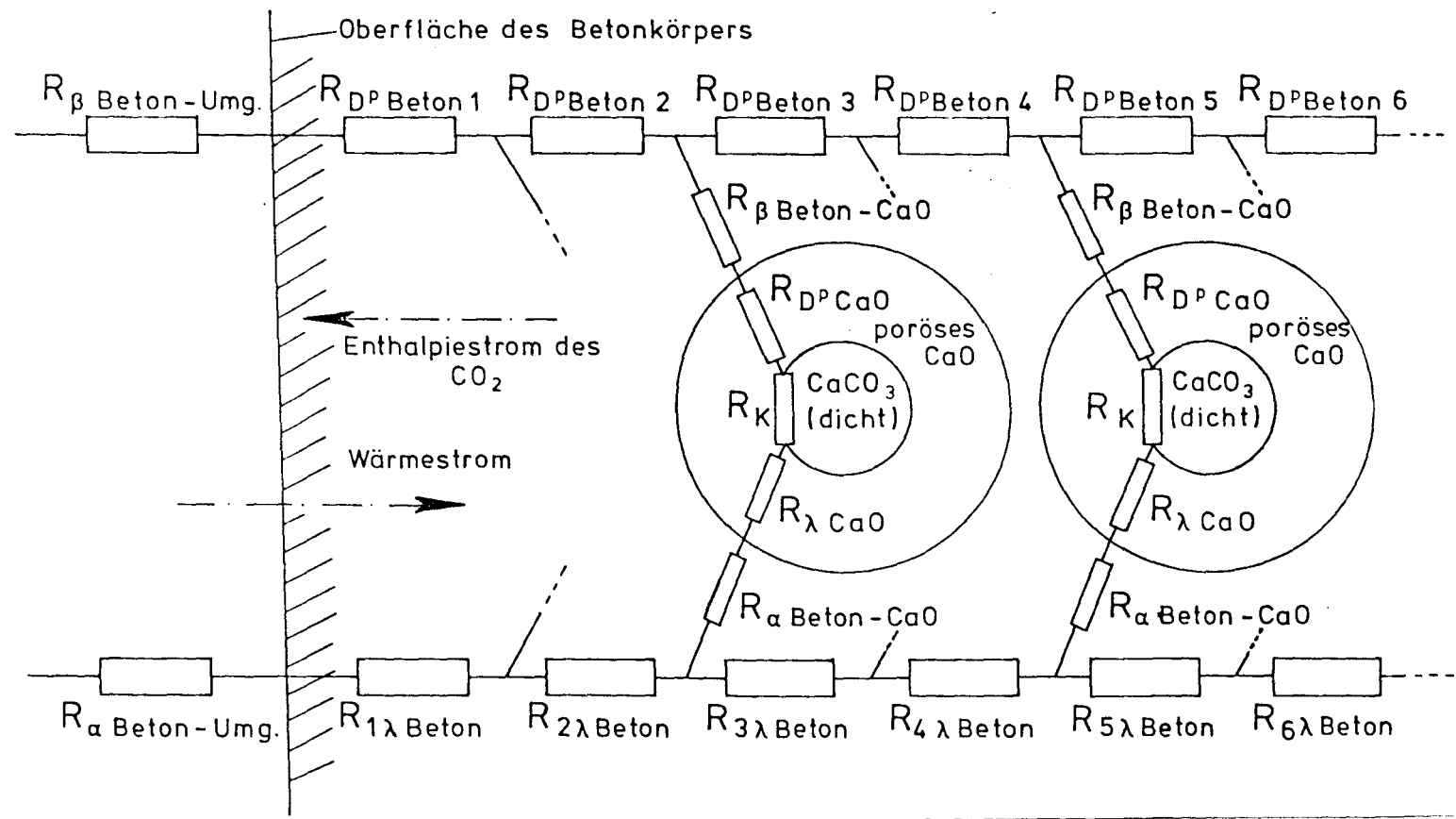
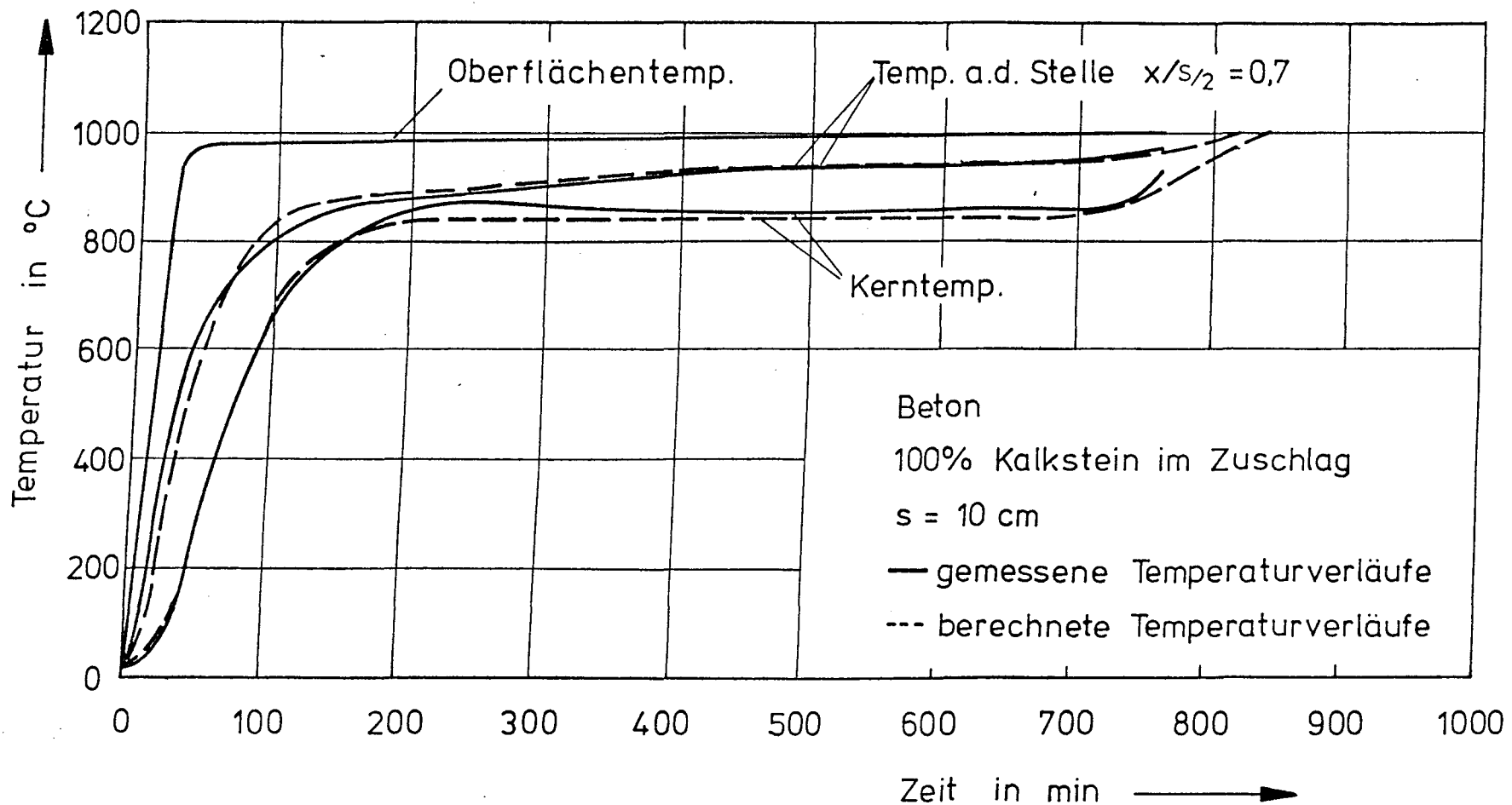


Bild 1 : "Ersatzschaltbild" der Vorgänge beim Aufheizen von Betonbauteilen





**Bild 2 :** Gegenüberstellung von experimentell und rechnerisch ermittelten Temperaturverläufen in einer symmetrisch beheizten Betonplatte (Dicke 10 cm) bei Vorgabe der in den Experimenten benutzten Aufheizkurve

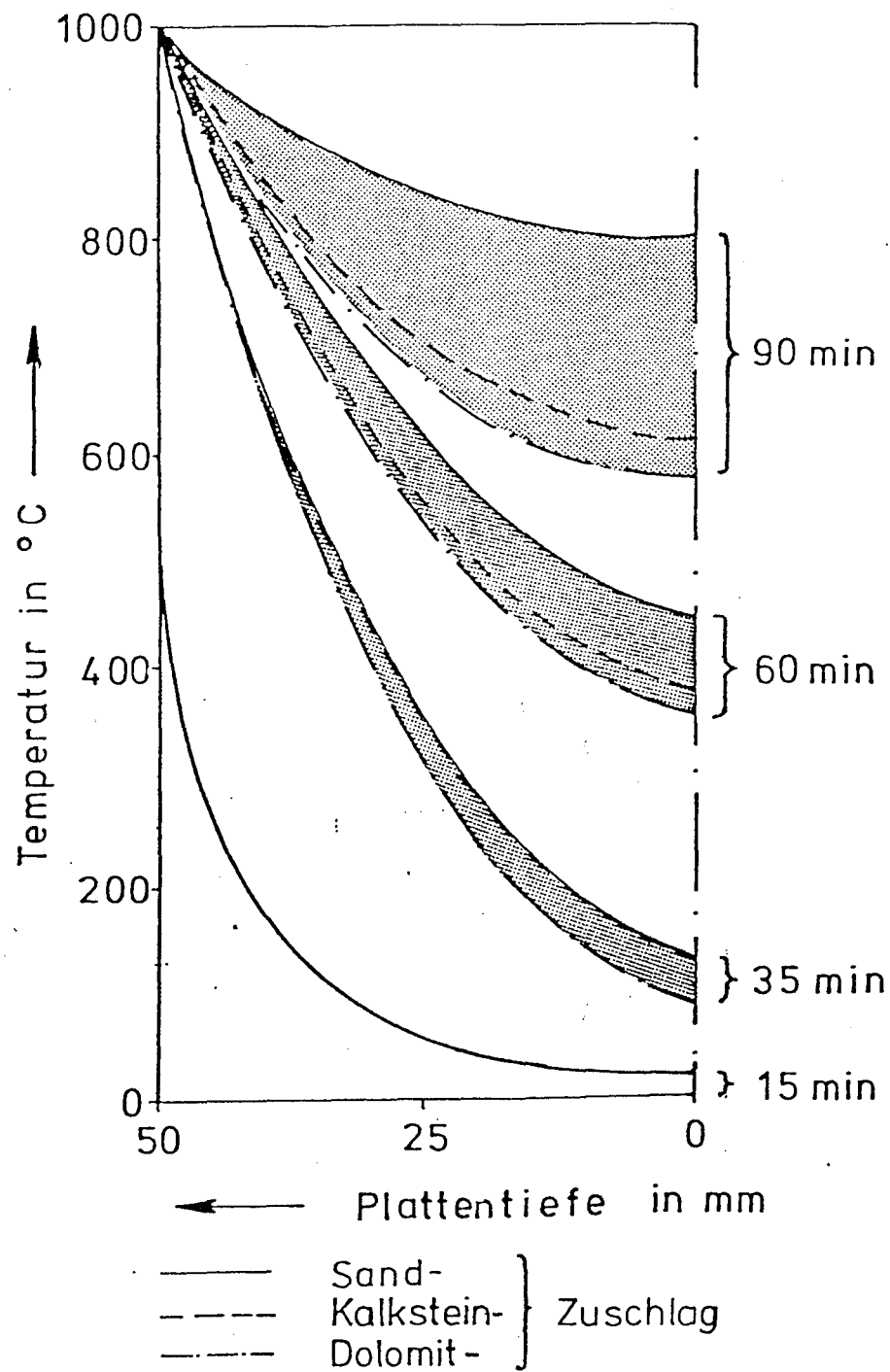


Bild 3 : Temperaturprofile beim Aufheizen von symmetrisch beheizten ebenen Platten aus Beton mit Sand-, Kalkstein- und Dolomitzuschlag



D1

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich D - Sicherheit

Teilprojekt D1 - Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur  
Versagenswahrscheinlichkeit von brandbean-  
spruchten Bauteilen bzw. Bauwerksabschnitten

Beteiligte Wissenschaftler: Dipl.-Ing. Henke

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kordina

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1978 - 1980

Bezug: Förderungsantrag: 1974, Seiten 135 - 144

1977, Seiten 205 - 214

1980, Seiten 221 - 230

# I n h a l t s v e r z e i c h n i s

	<u>Seite</u>
1. Allgemeines . . . . .	D1 - 2
2. Probabilistische Grundlagen . . . . .	D1 - 2
3. Beschreibung des Traglastmodells . . . . .	D1 - 5
4. Berücksichtigte Basisvariable . . . . .	D1 - 7
5. Wahl der Belastungsverteilung . . . . .	D1 - 9
6. Systematische Auswertung . . . . .	D1 - 10
6.1 Darstellung der $\alpha_i$ -Werte . . . . .	D1 - 10
6.2 Anteile an der Gesamtstreuung $\sigma_R$ . . . . .	D1 - 14
6.3 Darstellung der $\beta$ -Werte bei 60 und 90 min Branddauer	D1 - 14
7. Darstellung als Brandprozeß . . . . .	D1 - 17

## Zur Sicherheit schlanker Stahlbetonstützen

### unter genormter Brandeinwirkung

#### 1. Allgemeines

Im Rahmen der sich immer weiter entwickelnden Methoden zur probabilistischen Betrachtungsweise im Bauwesen befaßt sich das Teilprojekt D1 mit der Anwendung solcher Methoden auf brandbeanspruchte Bauteile bzw. Bauwerksabschnitte unter Berücksichtigung des Einflusses der wichtigsten stofflichen, geometrischen und wärmetechnischen Parameter. In den zurückliegenden Förderungsabschnitten wurde im wesentlichen über die Auswirkungen solcher zufällig streuenden Einflußparameter auf die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen berichtet. Diese Ergebnisse wurden mit Hilfe der Monte-Carlo-Methode gewonnen und stellten eine Möglichkeit dar, mit einfacheren Mitteln relativ schnell zu brauchbaren Ergebnissen zu kommen. Diese Vorgehensweise war jedoch insofern von Nachteil, daß hier die Auswirkungen streuender Parameter auf die Verteilung der Feuerwiderstandsdauer der Bauteile untersucht wurden und nicht - wie wünschenswert - die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauteiles bei einer bestimmten, vorgegebenen Brandeinwirkungsdauer. Um derartige Untersuchungen durchführen zu können, mußte zunächst ein entsprechendes Traglastmodell der Stütze erstellt werden und außerdem ein Programm zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Bauteilen nach der Level-II-Methode, wobei das Traglastprogramm die Grenzzustandsgleichung der Stütze darstellt.

#### 2. Probabilistische Grundlagen

Zur besseren Verständlichkeit des Verfahrens und der angegebenen Werte sowie zur Erklärung einiger Begriffe soll die gewählte Rechenmethode zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit kurz mit erläutert werden. Bei Problemstellungen mit



sionalen Problemen auf ein Näherungsverfahren zurückgegriffen wird, welches jedoch ausgezeichnete Ergebnisse liefert. Dabei muß sich das zu untersuchende Problem in der Form der Grenzzustandsgleichung

$$Z = G(x_1, x_2, x_3, \dots, x_i) = 0 \quad (6)$$

darstellen lassen. Diese Funktion beschreibt nichts anderes als eine n-dimensionale Grenzzustandsfläche, wobei analog den schon aufgezeigten Zusammenhängen die  $\alpha_i$ -Werte durch eine Linearisation mittels Taylorentwicklung am jeweiligen Bemessungspunkt  $x^*$  zu (7)

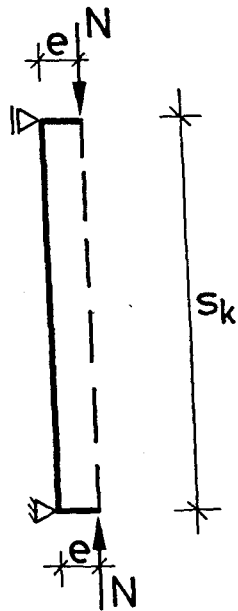
$$\alpha_i = \frac{\left. \frac{\partial G}{\partial x_i} \right|_{x^*} \cdot \sigma_i}{\left( \sum_{i=1}^n \left( \left. \frac{\partial G}{\partial x_i} \right|_{x^*} \cdot \sigma_i \right)^2 \right)^{1/2}} \quad (7)$$

berechnet werden können. Der die sogenannte "operative Versagenswahrscheinlichkeit" des Systems beschreibende  $\beta$ -Wert kann dann durch analoge Anwendung von (2) oder (3) mittels Variation iterativ ermittelt werden, und zwar so, daß  $G(x_i^*) = 0$  wird.

Wie schon erwähnt, benötigt diese G-Funktion (6) als Eingangsparameter die Verteilungen, d. h. Mittelwert und Standardabweichung der Basisvariablen. Nicht normalverteilte Basisvariablen werden am Bemessungspunkt in normalverteilte so umgewandelt, daß die Standardabweichung einer Normalverteilung ermittelt wird, welche am jeweiligen Bemessungspunkt den gleichen Wert  $F(x_i)$  liefert wie die Ursprungsverteilung.



### 3. Beschreibung des Traglastmodells



Als Grundlage diente dabei der "Standardfall der Stabknickung" nach Bild 2, welcher ja auch i. allg. bei der Bemessung von Stahlbetonstützen bei Raumtemperatur zugrunde gelegt wird.

Bild 2: Standardfall der Stabknickung

Nun würden die in der Literatur beschriebenen Verfahren zur Traglastberechnung wegen des relativ hohen Iterationsaufwandes die durch die zur Verfügung stehende Rechenkapazität und -zeit gesetzten Grenzen weit überschreiten. Eine geringere Genauigkeitsschranke bei der Iteration liefert zwar für die einfache Berechnung ein ausreichend genaues Ergebnis; aber dies kann hier aus Genauigkeitsgründen bei der Bildung der numerischen Ableitungen  $\delta G / \delta x_1$  in (7) nicht hingenommen werden.

Aus diesem Grund wurde ein Näherungsverfahren entwickelt, welchem folgende Vereinfachungen zugrunde liegen:

1. Approximation der M- $\kappa$ -Beziehung längs der Stütze nach (8) und

$$\kappa(z) = (\kappa_u^{\text{II}} - \kappa_o^{\text{I}}) \cdot \left( 2 \left( \frac{z}{s} \right) - \left( \frac{z}{s} \right)^{15} \right) \quad (8)$$

damit Berechnung der Kopfverschiebung  $w_o$  (9) der Stütze nach Bild 3 zu:

$$w_o = -s^2 [0,381 \kappa_u^{\text{II}} + 0,119 \kappa_o^{\text{I}}] \quad (9)$$

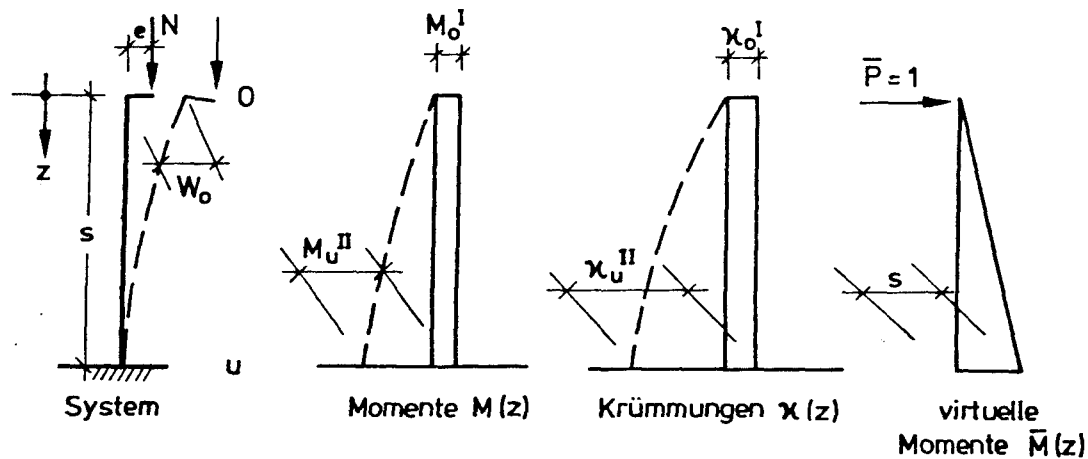


Bild 3: Grundfall der Kragstütze

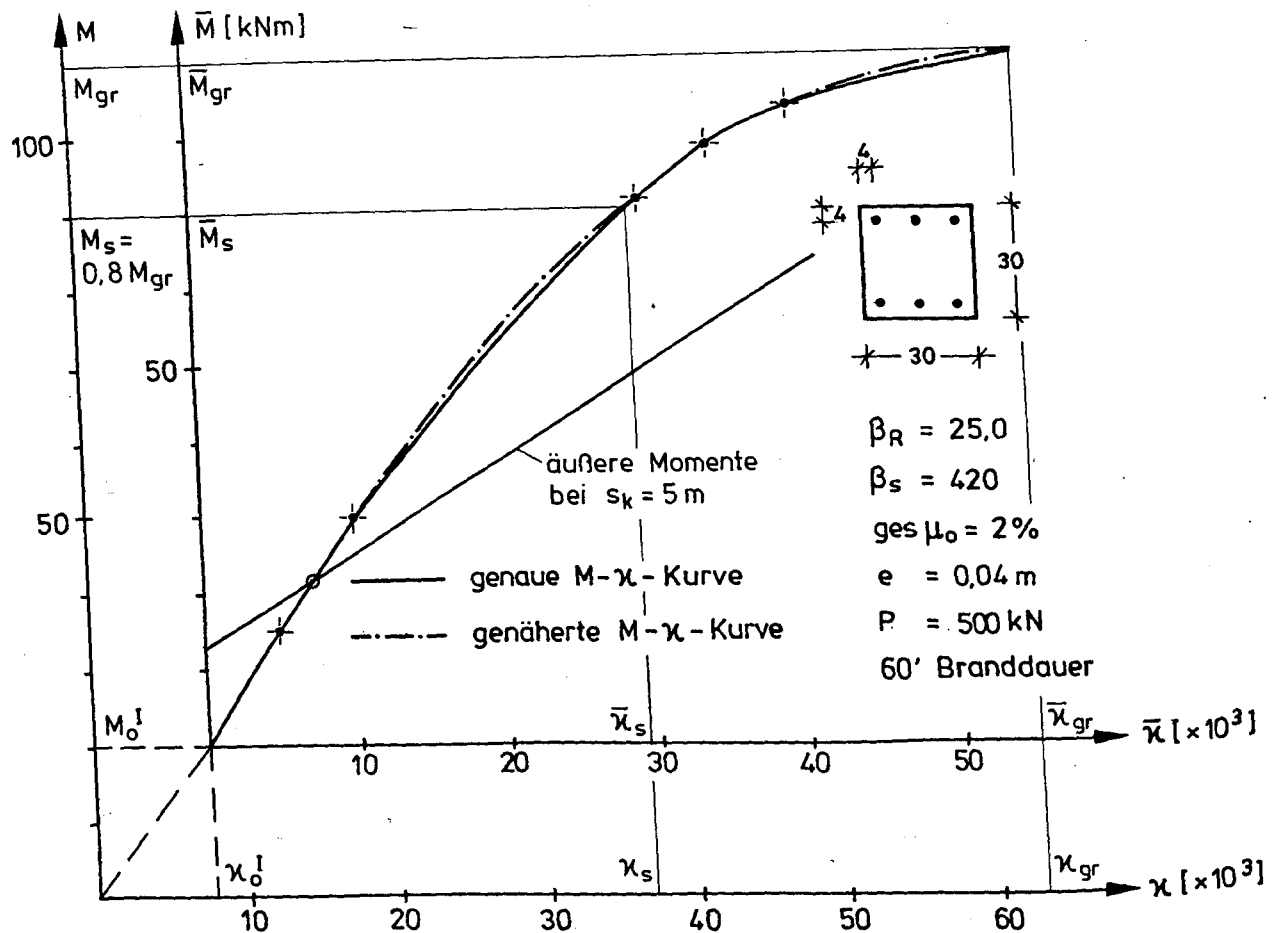
2. Approximation der  $M$ - $\chi$ -Beziehung des Querschnitts nach der Formel (10) und (11)

$$\bar{M} = \bar{M}_{gr} \left( 1 - \left( 1 - \frac{\bar{\chi}}{\bar{\chi}_{gr}} \right)^B \right) \quad (10)$$

$$B = \frac{\log \left( \left| \frac{\bar{M}_s}{\bar{M}_{gr}} - 1 \right| \right)}{\log \left( \left| 1 - \frac{\bar{\chi}_s}{\bar{\chi}_{gr}} \right| \right)} \quad (11)$$

Die Güte der Approximation, bei welcher nur der Bereich oberhalb  $M_0^I, \chi_0^I$  angenähert zu werden braucht, ist für ein Beispiel in Bild 4 dargestellt.

Die Traglastberechnung erfolgt dann sehr schnell durch Variation der Auflast, indem die mit (9) definierte Gerade der äußeren Momente mit der durch (10) und (11) definierten Beziehung der inneren Momente zum Schnitt gebracht wird, bis entweder der Schnittpunkt beim Grenzmoment liegt oder die  $M$ - $\chi$ -Beziehung tangiert wird. Die Rückrechnungsergebnisse haben gezeigt, daß mit dieser Methode ausreichend genaue Ergebnisse erzielt werden können; die Fehler liegen bei meist unter 2 % (vgl. [1]).

Bild 4: Approximation der  $M-\chi$ -Beziehung

#### 4. Berücksichtigte Basisvariable

Wie schon erwähnt, benötigt die in Gl. (6) definierte und als Traglastprogramm in Abschnitt 3 kurz beschriebene G-Funktion als Eingangsparameter die Verteilungen, d. h. Mittelwert und Standardabweichung, der Basisvariablen. Bei vollständiger Erfassung aller möglichen Variablen müßten im Brandfall ca. 30 Basisvariablen berücksichtigt werden. Nach Voruntersuchungen wurden die in Bild 5 angegebenen Variablen berücksichtigt. Es ist offensichtlich, daß diese Parameterwahl nur einen kleinen, jedoch den einflußreichsten Teil der Basisvariablen darstellt.

Außerdem dient zur Ermittlung der Brandraumtemperatur und damit zur Brandeinwirkung auf die Stütze vorerst noch die Ein-

<u>1.) Beton</u>  N - verteilt	$\beta_R = 0,7(\beta_{WN} + 1,65 \cdot 5,0)$  $\sigma_{\beta R} = 5,0 \text{ MN/m}^2$	
<u>2.) Stahl</u>  LN - verteilt	$\beta_S = 480,0 \text{ MN/m}^2$  $v_x = 5,6 \%$	
<u>3.) Querschnitts- breite u. -höhe</u>  Δ - verteilt	$\bar{b}$ bzw. $\bar{h}$  $\sigma_{\bar{b}, \bar{h}} = \frac{2 \cdot \sqrt{0,15 \cdot \bar{b}(\bar{h})}}{\sqrt{24}}$	<u>z.B. bei <math>\bar{b} = \bar{h} = 30 \text{ cm}</math></u> 
<u>4.) Lage der Druck- u. Zug- bewehrung</u>  Δ - verteilt	$\bar{x}_Z$ bzw. $\bar{x}_D$  $\sigma_{\bar{x}_Z, \bar{x}_D} = \frac{2 \cdot \sqrt{0,15 \cdot \bar{x}}}{\sqrt{24}}$	<u>z.B. bei <math>x_Z = x_D = 16 \text{ cm}</math></u> 
<u>5.) Temperatur- abhängige Stahlstreckgrenze</u>  Δ - verteilt	Mittelwert = RW $\sigma = \frac{GO - GU}{\sqrt{24}}$ 	
<u>6.) Temperatur- leitzahl des Betons</u>  Δ - verteilt	Mittelwert = RW $\sigma = \frac{GO - GU}{\sqrt{24}}$	

Bild 5: Verteilungsansätze

heitstemperaturkurve (ETK), da hier mehr der Einfluß der bauteilspezifischen Parameter aufgezeigt werden soll.

## 5. Wahl einer Belastungsverteilung

Einen wesentlichen Einfluß auf die Versagenswahrscheinlichkeit der untersuchten Bauteile unter Brandeinwirkung hat naturgemäß die Belastungsverteilung der Stütze. Um den Einfluß dieser Belastungsverteilung mit eingrenzen bzw. abschätzen zu können, wurde eine konservative und eine günstigere Bestimmung der Verteilungsparameter vorgenommen. Dieser Abschätzung liegt die Annahme zugrunde, daß sich die Belastungsverteilung aus dem Eigengewichtsanteil (D) und einem Verkehrslastanteil (L) zusammensetzt, welche wiederum annähernd normalverteilt sind. Weiterhin soll sich das Verhältnis von D zu L einmal wie 80 % zu 20 % und beim zweiten Ansatz wie 70 % zu 30 % verhalten. Weiterhin gilt:

$$D = N \{ \bar{D}; 0,18 \bar{D} \text{ bzw. } 0,1 \bar{D} \} \quad (12)$$

$$\text{und } L = N \left\{ \frac{L_q}{(1+a \cdot V_L)}; \frac{V_L \cdot L_q}{(1+a \cdot V_L)} \right\} \quad (13)$$

$$\text{mit } \bar{D} = 0,8 \cdot N_{DIN}; \bar{D} = 0,7 \cdot N_{DIN}$$

$$L_q = 0,2 \cdot N_{DIN}; L_q = 0,3 \cdot N_{DIN}$$

$$a = 1,28 \quad ; \quad a \approx 3,1$$

$$V_L = 0,52 \quad ; \quad V_L = 0,44$$

Diese Werte beruhen zum Teil auf Abschätzungen, zum Teil auf Auswertungen von vorhandenen Lastmessungen. Nach dem Additionssatz für Normalverteilungen ergibt sich dann mit (14):

$$P = N \left\{ D + \frac{L_q}{(1+a \cdot V_L)} ; \sqrt{(V_D \cdot \bar{D})^2 + \left( \frac{V_L \cdot L_q}{(1+a \cdot V_L)} \right)^2} \right\} \quad (14)$$

$$\bar{P} = 0,92 P_{DIN}; \sigma_P = 0,158 P_{DIN} \quad (15)$$

$$\text{bzw. } \bar{P} = 0,83 P_{DIN}; \sigma_P = 0,09 P_{DIN} \quad (16)$$

wobei  $P_{DIN}$  die nach DIN 1045 zulässige Belastung der Stütze darstellt.

## 6. Systematische Auswertung

Für die nach DIN 4102 wohl relevantesten Branddauern von 60 und 90 min wurden Stützen mit den in Tabelle 1 angegebenen Parameterkombinationen untersucht. Die Tabelle 1 gilt für Querschnittsabmessungen von  $b/d = 30/30$  cm. Für die Quer-

Beton	B 25						B 35					
$\mu_{\text{ges}} =$	2 %			4 %			2 %			4 %		
$e/d$	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3
$\lambda$	= 20, 45, 70 und 95 für jedes $e/d$											

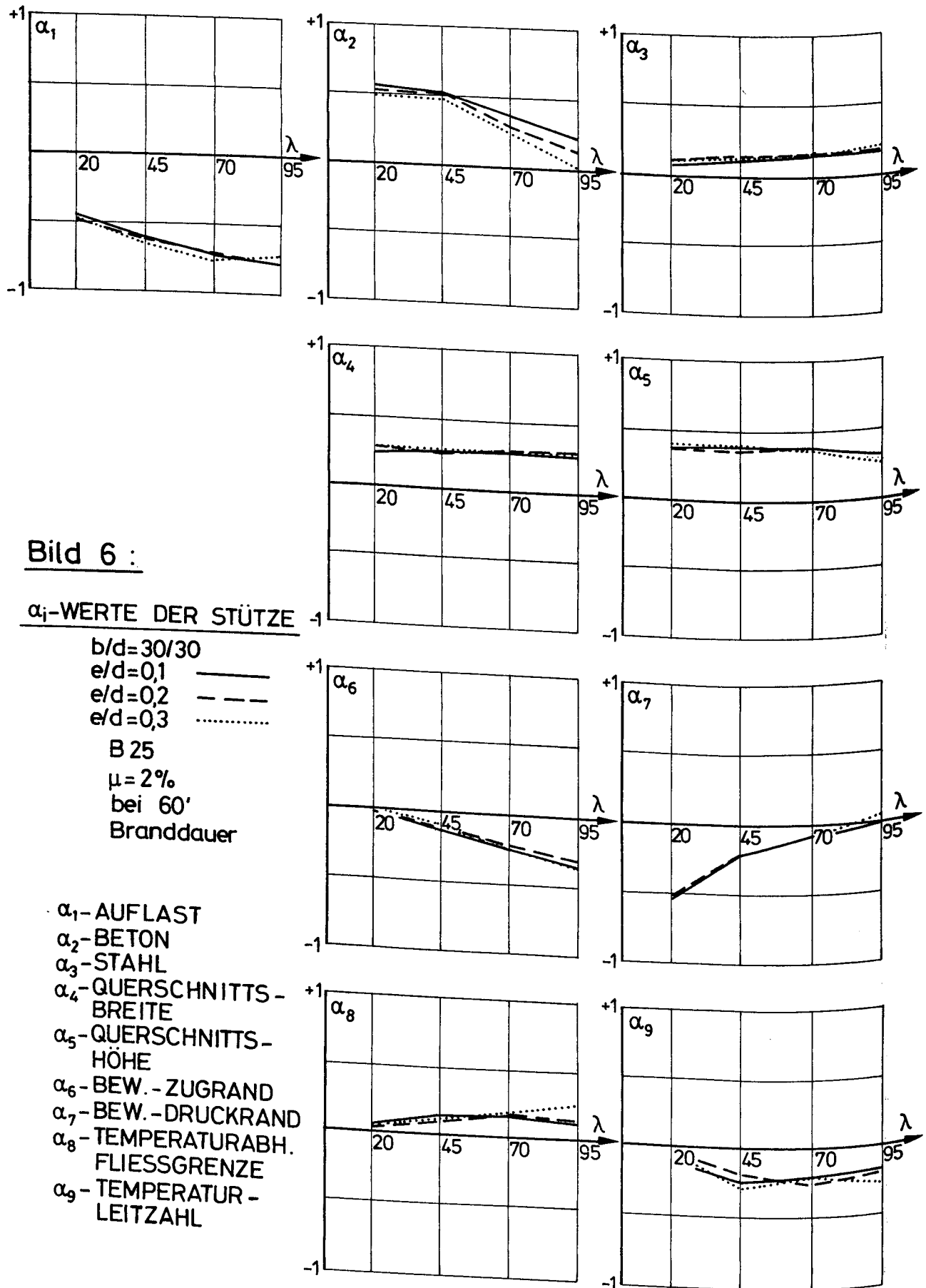
Tabelle 1: Untersuchte Parameterkombinationen

schnitte 40/40 cm wurde nur der Bewehrungsgrad  $\mu = 2$  % analog Tabelle 1 untersucht, da die vorausgehenden Berechnungen ergaben, daß für die Verhältnisse bei  $\mu = 4$  % keine wesentlich anders gearteten Ergebnisse zu erwarten sind.

### 6.1 Darstellung der $\alpha_i$ -Werte

Die nach Gl. (7) berechneten  $\alpha_i$ -werte sollen hier nicht als Linearfaktoren, d. h. durch die Linearisierung der Bemessungsgleichung entstandene Faktoren, verstanden werden, sondern stellen hier die Gewichte der einzelnen Einflußgrößen oder die Empfindlichkeit des Systems gegen die Variation einer dieser Parameter dar.

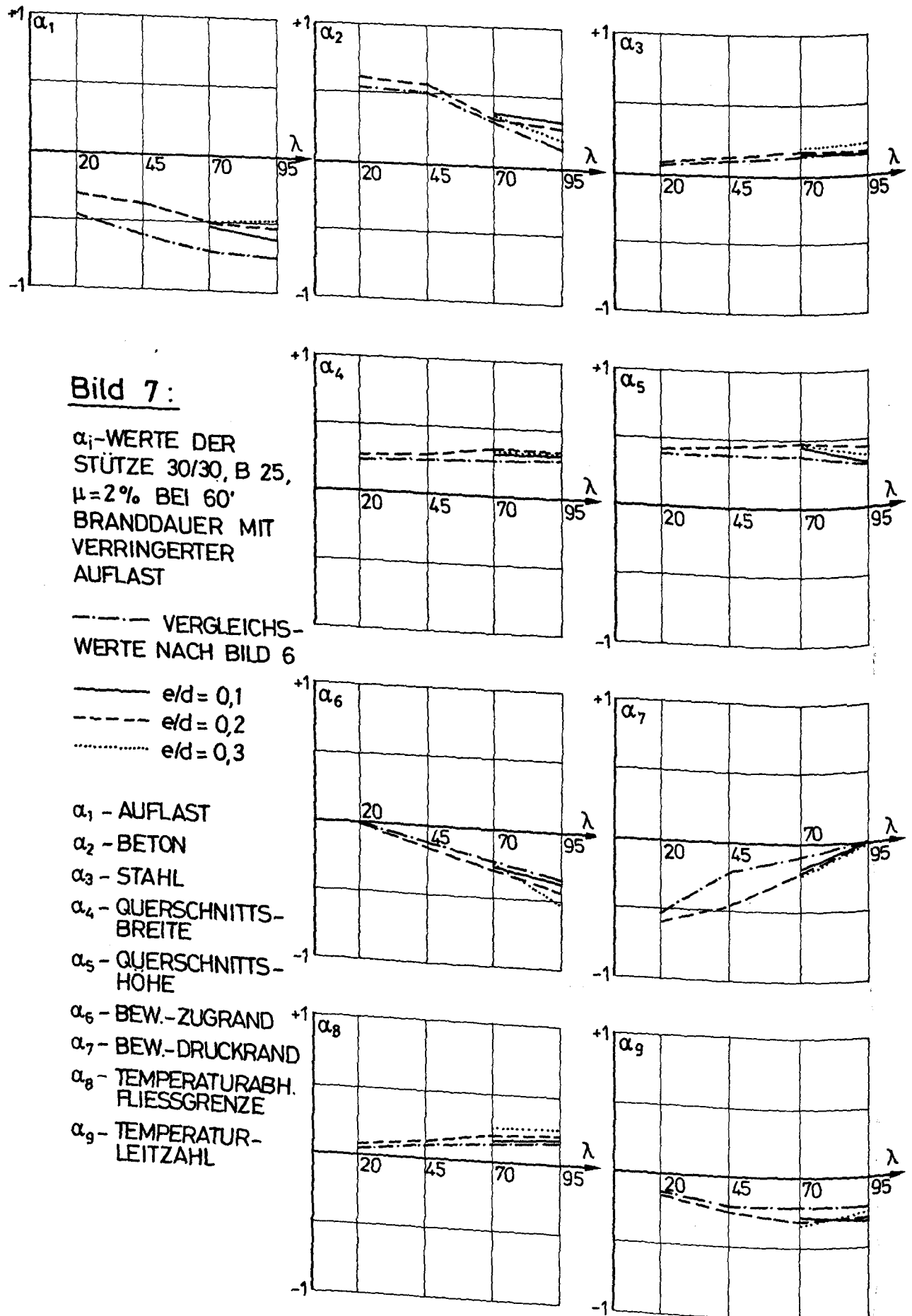
Auf den Bildern 6 und 7 sind - stellvertretend für die gesamte erfolgte Auswertung - einmal die  $\alpha_i$ -Werte für eine Stütze  $b/d = 30/30$  cm aus B 25 aufgetragen, und zwar in Bild 6 für die konservativere Abschätzung der Belastungsverteilung und auf Bild 7 für die günstigere Abschätzung.



Die zuvor erwähnte Bedeutung der  $\alpha_1$ -Werte kommt besonders deutlich bei den  $\alpha_1$ -Werten zum Ausdruck, welche die zunehmende Empfindlichkeit des Systems gegenüber der Belastung mit ansteigender Stützenschlankheit zeigt, während - wie wohl nicht anders zu erwarten - sich das System gegenüber der Betonfestigkeit ( $\alpha_2$ ) immer weniger empfindlich zeigt. Eine leicht ansteigende Tendenz läßt sich auch bei den  $\alpha_3$ -Werten des Stahls feststellen; diese erreichen jedoch nicht annähernd die Bedeutung der  $\alpha_2$ -Werte des Betons. Bei den Querschnittsabmessungen ergibt sich über den gesamten Schlankheitsbereich ein ziemlich einheitliches Bild, wobei die  $\alpha_5$ -werte der Querschnittshöhe etwas über denen der Querschnittsbreite liegen. Ganz anders gelagert sind die Verhältnisse jedoch bei der Empfindlichkeit gegenüber den Verteilungen der Lage der Druck- und Zugbewehrung. Hier steigt der Einfluß der Zugbewehrung mit zunehmender Schlankheit stark an, während der Einfluß der Lageveränderung der Druckbewehrung fast vollständig verschwindet. Die  $\alpha$ -Werte der Bewehrungslage können also durchaus die Größenordnung der  $\alpha$ -Werte der Betonfestigkeit erreichen. Der  $\alpha_8$ -Wert der temperaturabhängigen Stahlfließgrenze und der  $\alpha_9$ -Wert der Temperaturleitzahl bleiben über den gesamten Schlankheitsbereich ziemlich konstant, wobei der Einfluß des  $\alpha_9$ -Wertes jedoch nicht so groß ist, wie zunächst erwartet.

Vergleicht man nun die in Bild 7 dargestellten  $\alpha$ -Werte, welche unter Ansatz der günstigeren Lastverteilung gewonnen wurden, zeigt sich, wie aus der Definition der  $\alpha_1$ -Werte nach (7) auch nicht anders zu erwarten, eine nicht unwesentliche Verringerung des  $\alpha_1$ -Wertes der Auflast, zu dessen Ausgleich die bauteilspezifischen  $\alpha_1$ -Werte je nach ihrem Einflußverhalten mehr oder weniger erhöht werden. Der prinzipielle Verlauf wird jedoch nicht oder kaum verändert, so daß bezüglich der Erläuterung auf den vorhergehenden Absatz verwiesen werden kann.





## 6.2 Anteile an der Gesamtstreuung $\sigma_R$

Während die  $\alpha_i$ -Werte die Empfindlichkeit des Systems gegenüber den angesetzten Verteilungen symbolisieren, kann auch die Frage gestellt werden, wie groß der Anteil dieser Verteilungen an der Gesamtstreuung  $\sigma_R$  der Stütze ist. Zwei solcher Auswertungen sollen hier stellvertretend in Bild 8 mit wiedergegeben werden, und zwar für eine Stütze  $b/d = 30/30$  cm mit  $\mu = 2$  % und  $\mu = 4$  %. Es zeigt sich, daß der bei  $\mu = 2$  % und kleinen Schlankheiten sowie Ausmitten noch dominierende Anteil der Betondruckfestigkeit mit zunehmender Schlankheit schnell abnimmt. Bei größeren Bewehrungsgraden ( $\mu = 4$  %) zeigt sich jedoch ein fast gänzlich anderes Verhalten; der Anteil der Betonfestigkeit nimmt insgesamt sehr stark ab, behält jedoch ab  $\lambda \geq 45$  einen ziemlich konstanten Wert bei. Bezeichnend ist nun, daß nicht - wie anzunehmen - bei größeren Ausmitten und wachsendem Bewehrungsgrad der Einfluß des Bewehrungsstahles ( $\beta_S$ ) stark zunimmt, sondern die Verteilungen der Bewehrungslage ( $x$ ) einen Großteil zur Gesamtstreuung beitragen. Bei kleineren Bewehrungsgraden wächst der Anteil der Zugbewehrung ( $x_Z$ ) mit wachsender Schlankheit stark an, wohingegen der fast gleichgroße Anteil der Druckbewehrung ( $x_D$ ) ein genau umgekehrtes Verhalten aufweist. Steigt der Bewehrungsgrad an, dominiert der Anteil der Druckbewehrung, während der Anteil der Zugbewehrung zurückgedrängt wird. Die kleineren stahlabhängigen Anteile ( $\beta_S$  und  $Z_1$ ) gewinnen mit wachsendem  $\lambda$  etwas an Bedeutung; ihre Größenordnung bleibt jedoch weit hinter denen der anderen Basisvariablen zurück.

## 6.3 Darstellung der $\beta$ -Werte bei 60 und 90 min Branddauer

Nach den Einzeleinflüssen soll nun mit der Darstellung der dazugehörigen  $\beta$ -Werte in Bild 9 und 10 ein Überblick über die daraus resultierenden operativen Versagenswahrscheinlichkeiten gegeben werden, und zwar hier stellvertretend für die durchgeführten Untersuchungen zwei Gesamtverläufe für eine Stütze  $b/d = 30/30$  cm,  $B$  25 und  $\mu = 2$  % bzw. 4 %.

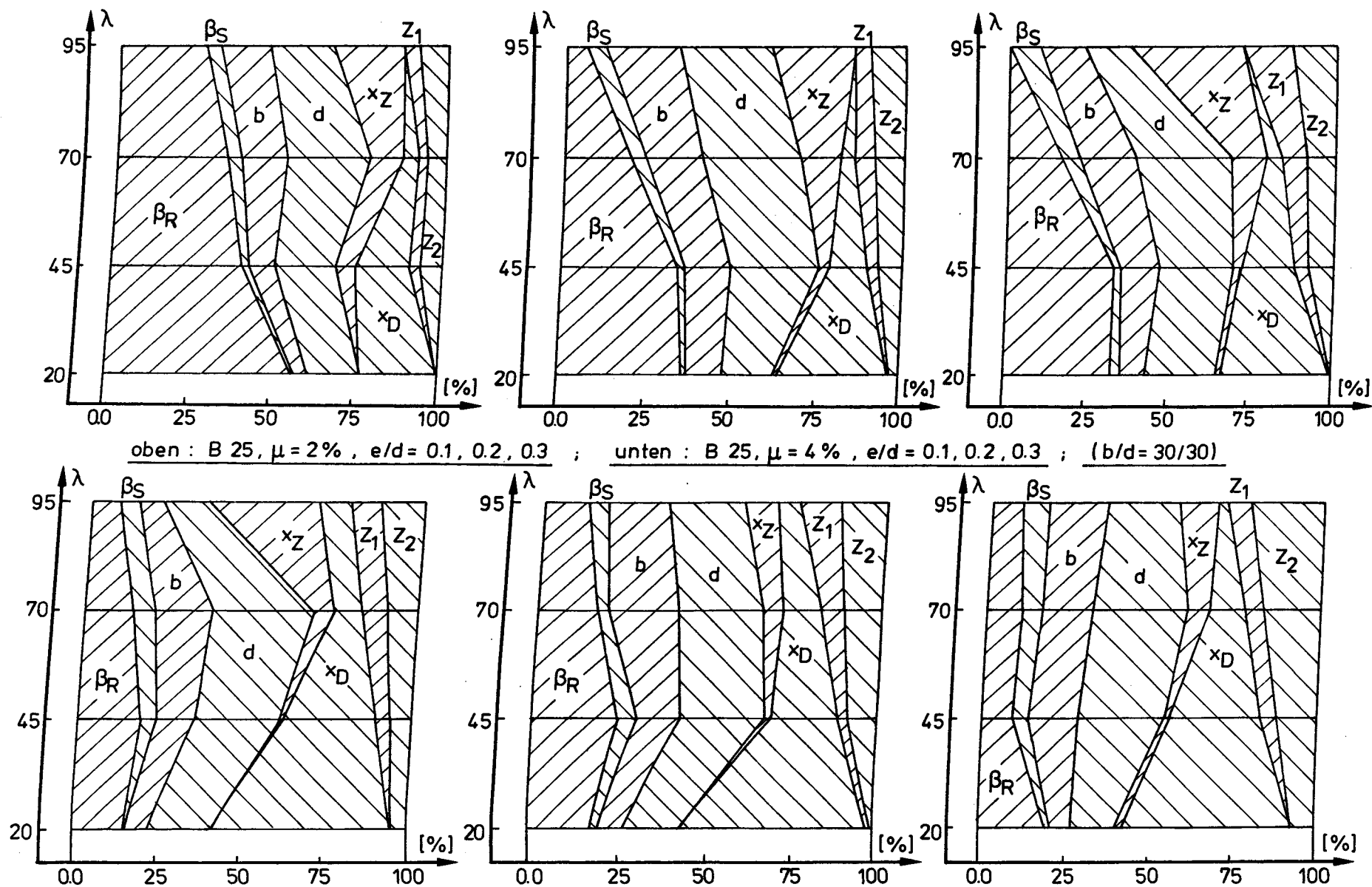
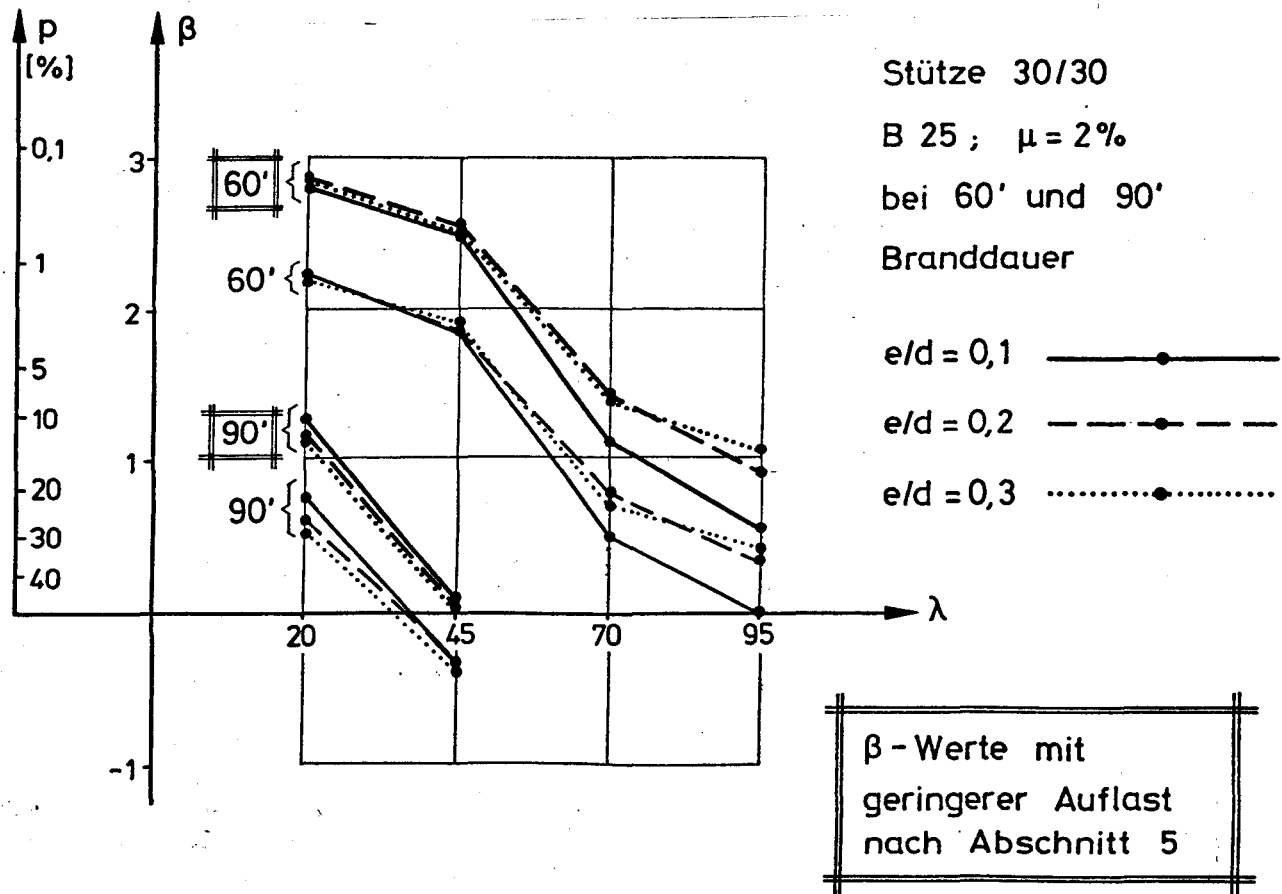
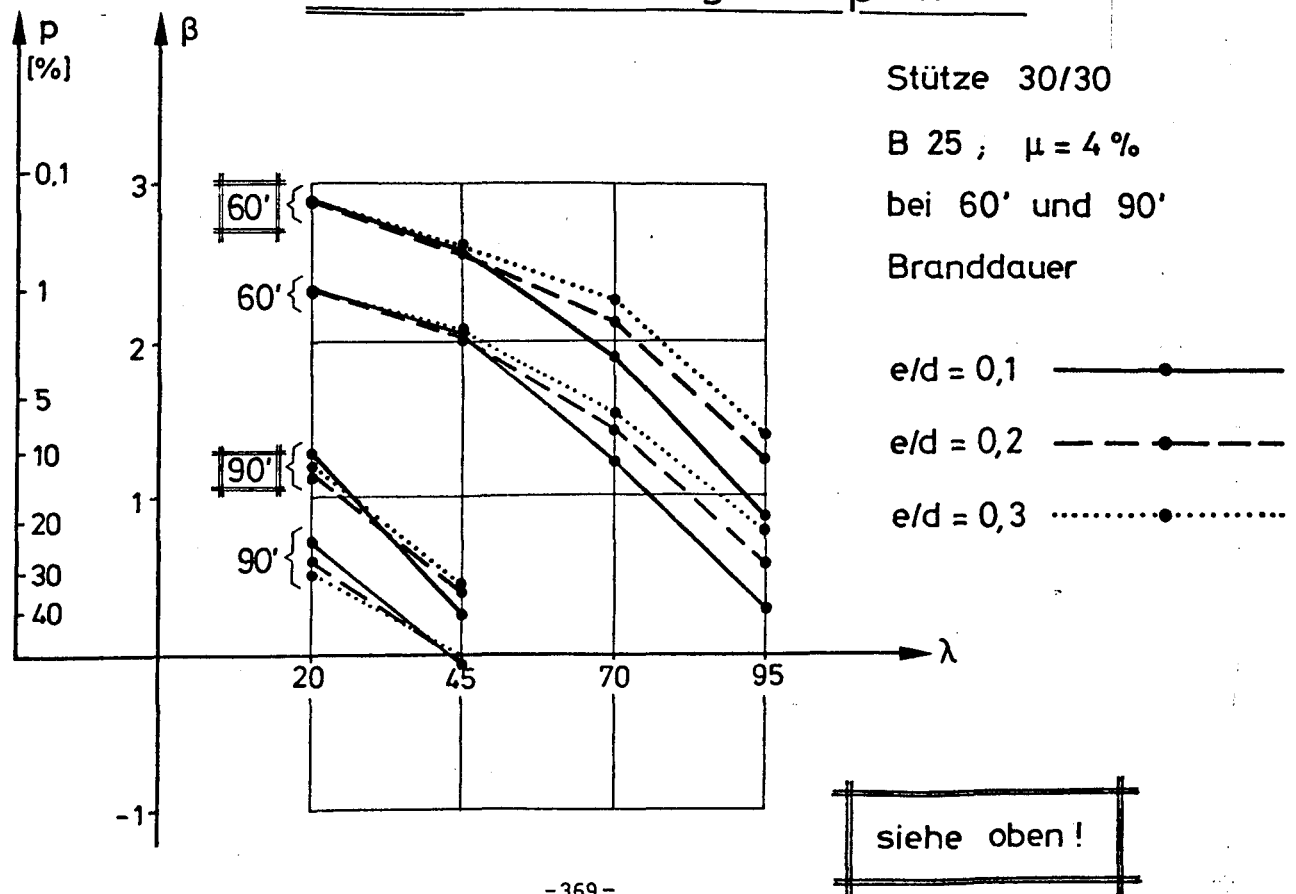


Bild 8 : Prozentuale Anteile an der Gesamtstreuung der Traglast

Bild 9: Darstellung der  $\beta$ -WerteBild 10: Darstellung der  $\beta$ -Werte

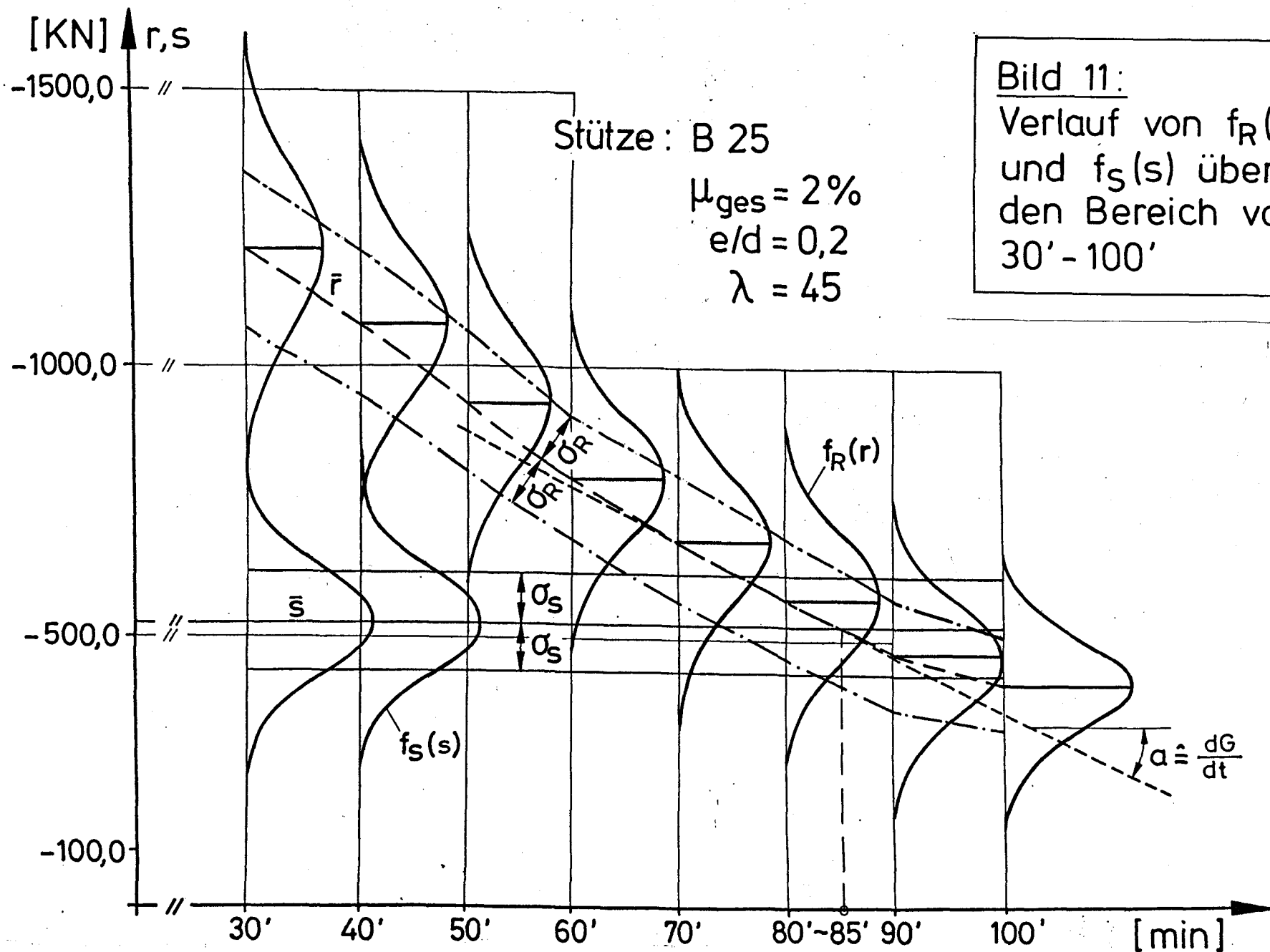
Während sich bei den Schlankheiten im Bereich von  $\lambda = 20 - 45$  ein  $\beta$ -Wert je nach Annahme der Belastungsverteilung nach (15) oder (16) in der Größenordnung von zwei bis drei ergibt, erfolgt bei den Schlankheiten im Bereich von  $\lambda = 70 - 95$  ein deutlicher und überproportionaler Abfall der  $\beta$ -Werte, wobei sich operative Versagenswahrscheinlichkeiten von 20 - 50 % erreichen lassen. Noch etwas kritischer sieht es bei einer Brandeinwirkung von 90 min aus; hier werden positive  $\beta$ -Werte nur noch bei Schlankheiten  $\lambda \leq 45$  erreicht.

Ohne auf eine zahlenmäßige Bewertung bezüglich der erzielten  $\beta$ -Werte eingehen zu wollen, zeigt sich jedoch, daß bei Stützen dieser Art kein einheitliches Sicherheitsniveau festzustellen ist, sondern vielmehr eine mehr oder weniger schlankheitsabhängige Verringerung des Sicherheitsniveaus rechnerisch ausgewiesen werden kann. Wenn die Ergebnisse durch die Idealisierung auf den Standardfall nach Bild 2 und Verwendung der ETK auch die natürlichen Verhältnisse vielleicht etwas zu ungünstig widerspiegeln, läßt sich die Tendenz zu frühzeitigem Versagen schlanker Bauteile bei der heutigen Bemessungspraxis deutlich erkennen.

## 7. Darstellung als Brandprozeß

Besonders deutlich wird das in Abschnitt 6.3 erläuterte Verhalten, wenn man nicht nur einen bestimmten Brandzeitpunkt, sondern wie in Bild 11 dargestellt, den gesamten Brandprozeßverlauf betrachtet. Hier wurde über den Bereich von 30 ' - 100 ' hinweg die sich aus der Berechnung der  $\beta$ -Werte ergebenden Verteilungen von R und S aufgetragen, und zwar für den Wert  $e/d = 0,2$  und  $\lambda = 45$ . Zunächst einmal zeigt sich, daß die Streuung  $\sigma_R$  der Stütze über den gesamten Bereich ziemlich konstant verläuft.

Auch läßt sich bei der Darstellung als Gesamtverlauf gut erkennen, wie sich der Einfluß der günstigeren Lastverteilung auf das Gesamtbild auswirkt. Weitergehende Verbesserungen be-



zöglich eines größeren  $\beta$ -Wertes bei größeren Schlankheiten ließen sich jedoch nur bei weiterer, radikaler Absenkung des Lastniveaus erreichen. Besonders in diesem Bereich wäre es wünschenswert und notwendig, genauere Erkenntnisse über den Brandverlauf, das Gesamtverhalten des Bauwerkes etc. mit in die Berechnung einzubeziehen, um evtl. so für schlanke Bauteile zu differenzierteren Aussagen zu kommen.

Literatur: [1] V. Henke; Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit freigelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung; Dissertation TU Braunschweig, in Vorbereitung.